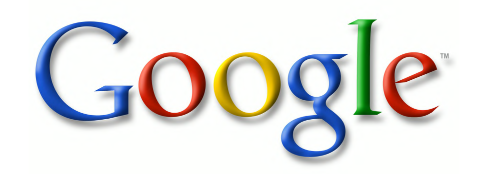


BRÜCKEN IN EISENBETON

EIN LEITFADEN
FÜR SCHULE UND PRAXIS

VON

C. KERSTEN
BAUINGENIEUR.

TEIL I:

PLATTEN- UND BALKENBRÜCKEN.

MIT 360 TEXTABBILDUNGEN.



BERLIN 1907
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.

Vorwort.

Der vorliegende Leitfaden ist auf Anregung der Verlagsbuchhandlung Wilhelm Ernst u. Sohn entstanden und soll eine Ergänzung der vorhandenen Lehrbücher des Brückenbaues sein. Nicht nur dem Studierenden der Fach- und Hochschule, sondern auch dem in der Praxis stehenden Techniker und Ingenieur soll das Buch hilfreiche Dienste leisten. Es berücksichtigt in erster Linie die konstruktive Seite des Brückenbaues, weshalb zahlreiche Abbildungen (360 an Zahl) dem Text beigefügt sind. In theoretischer Hinsicht schließt sich das Buch dem in 4. Auflage erschienenen Leitfaden „Der Eisenbetonbau" durchaus an. Seine Kenntnis wird ebenso vorausgesetzt, wie die Kenntnis der allgemeinen Brückenstatik. Rein wissenschaftliche Betrachtungen, die ein Hochschulstudium voraussetzen, sind vermieden worden, um einerseits an Raum zu sparen und anderseits dem Charakter eines „Leitfadens" gerecht zu bleiben. Vollkommen durchgerechnete und durch Konstruktionszeichnungen erläuterte Beispiele aus der Praxis erstklassiger Firmen dürften zum genaueren Verständnis des Gebotenen wesentlich beitragen. Wie in den beiden Teilen des „Eisenbetonbaues", ist in diesem Brückenbuch auf eine leicht verständliche Behandlung des Stoffes und auf größte Genauigkeit aller Textfiguren Wert gelegt, so daß das Buch auch zum Selbststudium geeignet sein dürfte.

Ich möchte nicht verfehlen, an dieser Stelle Herrn k. k. Baurat Dr. Ing. F. v. Emperger, dem verdienstvollen Schriftleiter der Zeitschrift „Beton u. Eisen" und des „Beton-Kalenders" für Überlassung wertvoller Klischees meinen ganz besonderen Dank auszusprechen, desgleichen den Firmen Franz Schlüter (Dortmund), Joh. Odorico (Dresden), Franz Visintini (Wien) und Ed. Ast u. Co. (Wien), sowie der „Akt.-Ges. für Beton- und Monierbau" (Berlin) und der „Allgemeinen Beton- und Eisen-Gesellschaft" (Berlin) für Überlassung von Konstruktions- und Rechnungsbeispielen.

Die Annerkennung, welche der Leitfaden „Der Eisenbetonbau" seitens des technischen Publikums gefunden hat, läßt mit dankbarer Genugtuung hoffen, daß auch dieses Brückenbuch einer beifälligen Aufnahme sich erfreuen wird. Dazu ist umsomehr Berechtigung vorhanden, als auch die Bemühungen der Verlagsbuchhandlung stetig darauf gerichtet waren, ein in Druck und Ausstattung mustergültiges Buch zu liefern.

Dem 1. Teil dieses Leitfadens wird im Laufe des Sommers ein 2. Teil als Abschluß folgen, welcher in der Hauptsache die Konstruktion und Berechnung der Bogenbrücken behandeln wird.

Zum Schluß sei mir noch die Bemerkung gestattet, daß ich allen jenen Herren Fachkollegen zu ganz besonderem Dank verpflichtet wäre, welche mir wünschenswerte Änderungs- oder Ergänzungsvorschläge zugehen lassen würden.

Zittau, im April 1907.

C. Kersten.

Inhaltsverzeichnis.

I. Allgemeines.

Erst in den letzten Jahren ist es der neuen Industrie des Betons und Eisenbetons vergönnt gewesen, in einen erfolgreichen Wettstreit mit Stein und Eisen zu treten. Es macht sich allenthalben das Bestreben bemerkbar, in erster Linie wirtschaftlich, ökonomisch zu arbeiten, ein Umstand, der der Entwicklung des Eisenbetons nur förderlich sein kann. Der reine Betonbau wird naturgemäß nur für gewölbte Brücken in Betracht kommen, ist aber auch hier neben dem armierten Beton ein besonders ernst zu nehmender Konkurrent der altüblichen Baumethoden geworden. Bedeutende, einflußreiche Firmen sind erstanden, die ihr möglichstes aufbieten, um die neue Technik zu immer größerer Blüte gelangen zu lassen. In kurzer Zeit entstand eine ausgedehnte Betonindustrie, die viele Tausend Kräfte beschäftigt, und die über ein weites, ausgedehntes Arbeitsfeld verfügt.

Noch vor einem Jahrzehnt sah es freilich anders aus. Man wollte den alten, liebgewordenen Formen der Brückenkonstruktionen treu bleiben; man scheute sich aus Ängstlichkeit, aus Mangel an Selbstvertrauen, dem Neuen freundlich entgegenzutreten. Man fürchtete Nackenschläge und glaubte nicht recht an die Prophezeiungen etlicher Fachleute, die von einer neuen Aera im Brückenbauwesen zu sprechen wagten. Das große Publikum wußte überhaupt noch nichts vom Eisenbeton oder kannte ihn nur vom Hörensagen. Allmählich sammelte man aber praktische Erfahrungen. Private und Behörden wurden aufmerksam und gewannen Interesse an der Sache. Auf Grund der Beobachtungen, die man machte, konnte schließlich festgestellt werden, welche Vorteile dem Brückenbauer bei Verwendung der neuen Technik in Aussicht stehen; denn nur Erfahrung und Praxis können imstande sein, einen sicheren Weg zur Erzielung guter Resultate zu zeigen. Die empfehlenden Eigenschaften des Betons als Baustoff an sich wußte man allerdings schon seit langer Zeit zu schätzen; noch heute kann man sich an Jahrhunderte alten Bauwerken von der Festigkeit und Dauerhaftigkeit des Betons überzeugen.

Eine große Zahl von Brücken in Stampfbeton, wie in armiertem Beton ist im Laufe der letzten Jahre gebaut worden.[1]) Die dabei

---

[1]) Beispielsweise kennzeichnet die Broschüre „Les Ponts Hennebique", Paris, die Tätigkeit des Hauses Hennebique auf dem Gebiete des Brückenbaues durch folgende Tabelle (Auszug):

1894	5 Brücken,
1896	10 „
1898	29 „
1900	58 „
1902	113 „
1904	162 „
1905 (bis Ende Juli) . .	107 „

gewonnenen Resultate sind durchaus zufriedenstellend, weshalb zu immer größeren Spannweiten geschritten wird. Man hat es nunmehr also mit einem vollkommen ausgebildeten, praktisch erprobten Bausystem zu tun, und es ist nicht unwahrscheinlich, daß sich allmählich die Anschauungen auf dem Gesamtgebiete des Brückenbaues, namentlich der Wölbbrücken und der Balkenträger mittlerer Spannweite zugunsten der Eisenbetontechnik ändern werden.

Mit der Praxis ging die Theorie Hand in Hand. Wissenschaftliche Forschung sorgte dafür, das eigentümliche Zusammenwirken von Beton und Eisen zu ergründen. Daß zwar auf dem Gesamtgebiete des Eisenbetons nicht alles theoretisch geklärt ist, wird noch längere Zeit eine unbestreitbare Tatsache bleiben. Aber wie sah es denn mit der Entwicklung des eisernen Brückenbaues aus? Seit sechzig, siebzig Jahren baut man nun schon Brücken in Eisen, und immer wieder stoßen die Ansichten der Theoretiker zusammen, immer wieder werden Bedenken laut, dieses oder jenes Konstruktionsprinzip in diesem oder jenem Falle zur Anwendung zu bringen. Mißerfolge und Unglücksfälle blieben nicht aus, und dennoch ging die Entwicklung des eisernen Brückenbaues einer damals nicht geahnten Blüte entgegen. Kann man daher angesichts solcher Tatsache verlangen, daß die neue Technik schon jetzt im Beginne ihrer Konkurrenzfähigkeit theoretisch vollständig geklärt ist? „Die Ingenieure zweifelten, die Wissenschaftler rechneten, aber die Praktiker wandten den Eisenbeton weiter an und vervollkommneten ihn. Diesen ist es zu danken, daß aus der Erfahrung heraus täglich neue Tatsachen gezeitigt wurden. Nun stehen wir am Wendepunkt, bei welchem der Zweifel dem Vertrauen weichen muß" (Christophe).

Jeder Fachmann muß bestrebt sein, seine theoretischen und praktischen Erfahrungen nicht für sich zu behalten, sondern der Öffentlichkeit anheimzustellen. Nichts fördert eine Bauweise mehr als ein öffentlicher Disput. Leider wird in diesem Punkte noch vielfach gesündigt: Spezialfirmen verstecken sich hinter ihre Patente und sorgen lediglich für den eigenen Geldbeutel. Von ihrem Standpunkt aus ist das wohl gerechtfertigt, aber der Propaganda des Eisenbetons im allgemeinen kann es nicht dienen. Jeder theoretisch gebildete Konstrukteur muß auch reich an Erfahrung sein, um selbständig arbeiten zu können. Die Theorie ist, wie gesagt, zu sehr von der Praxis abhängig, deren Unterstützung in allen wissenschaftlichen Streitpunkten von größtem ausschlaggebenden Werte ist. Considère sagt mit Recht, daß höchstwahrscheinlich die Theoretiker niemals a priori geraten haben würden, zwei Materialien miteinander zu verbinden, deren Ungleichartigkeiten so augenscheinlich sind.

Nachteile und Vorteile der Brücken in Eisenbeton.

Wie bei jeder neuen Industie hat auch der Beton-Brückenbau neben großen Erfolgen mancherlei Fehler und Mißerfolge gezeigt. Der Hauptgrund hierfür ist recht oft in dem Umstand zu suchen, daß vom Auftraggeber der Mindestbietende bevorzugt, also das billigste Objekt genommen

wird, weil um jeden Preis Ersparungen erzielt werden sollen. Solches Bestreben ist ja nicht ganz ungerechtfertigt, zumal gerade die Anlagekosten beim Betonbau unter Umständen höhere sein können als bei anderen Brückenausführungen. Doch sind diese Anfangskosten nicht so maßgebend wie die Güte des Baues einerseits und die Unterhaltungskosten andererseits. Nichts kann der gedeihlichen Weiterentwicklung der Betontechnik von so großem Nutzen sein, als eine genaue behördliche, baupolizeiliche Prüfung der eingesandten Projekte und eine gewissenhafte, amtliche Beaufsichtigung der Bauausführung. Weiß der Unternehmer, daß seiner eine genaue Kontrolle wartet, dann wird er sich wohl hüten, fragwürdige Projekte einzusenden. So wenig es ja wahrscheinlich ist, daß schwierige, verantwortungsvolle Verbundbauten von Baugewerksmeistern mit ungeschultem Arbeitspersonal ohne Mithilfe eines Spezialgeschäftes bei der großen Verantwortlichkeit solcher Arbeiten ausgeführt werden, so ist doch der Gedanke an ein entstehendes Pfuschertum im Eisenbetonfach nicht ohne weiteres von der Hand zu weisen. Derartige Bauten verlangen eben eine sachgemäße und peinlich genaue Arbeit von geschultem Arbeitspersonal, um befriedigende Resultate zu ergeben. Die bisherige Praxis hat schon manche Fälle gezeitigt, wo Laien und Bauherren selbständig vorgegangen sind, so daß — zum größten Schaden der glücklichen Idee des armierten Betons — Mißerfolge und Nackenschläge die Folge waren. Es ist auch ein Krebsschaden unserer Zeit daß so vielfach, namentlich bei städtischen Verwaltungen, die baupolizeilichen Obliegenheiten von Leuten erledigt werden, welche herzlich wenig mit der Theorie und Praxis des Eisenbetons vertraut sind. Wie kann jemand ein Brückenprojekt wissenschaftlich prüfen, wenn er nicht selbst Fachmann ist? Zum Begutachten gehört mehr als die Kenntnis der Gesetzesparagraphen, die doch nur allgemein abgefaßt sind und ganz verschiedene Auslegungen gestatten. Eine gewissenhafte, baupolizeiliche Vorprüfung von Projekten minderwertiger Baufirmen und eine genaue Überwachung der Ausführungsarbeiten sind die besten Mittel zur Verhütung von Pfuscherwerken. Solide Spezialfirmen haben eine solche baupolizeiliche Überwachung naturgemäß nicht nötig; sie werden ihr möglichstes tun, um ihren guten Ruf in der Fachwelt aufrecht zu erhalten. Und dennoch suchen selbst gutbewährte Firmen durch gewagte Konstruktionskunststückchen ihr Projekt billiger zu gestalten, um mit anderen, weniger gewissenhaften Geschäften in günstigen Wettbewerb treten zu können.

Nur bestes, durch amtliche Prüfung als gut befundenes Material darf genommen werden; die Mischungsverhältnisse müssen dem Charakter des betreffenden Bauteiles entsprechen. Bei armierten Betonbrücken wird es sich stets empfehlen, Details einzufordern; denn solche sind für die Beurteilung eines Projektes von größtem Werte. Ist das Eisengerippe einmal vom Beton eingehüllt, so bleiben die ausgeführten Fehler in der Anordnung der Eisenstäbe für immer dem Auge verborgen. Prüfungen durch Augenschein sind dann nutzlos.

Die erforderliche unausgesetzte Beaufsichtigung, die Abhängigkeit von dem zuverlässigen Schaffen der Arbeitskräfte können mit Recht als

Schattenseiten bezeichnet werden. Ein zweiter Nachteil liegt in dem Umstand, daß Holzverschalungen notwendig werden, welche der bauausführenden Firma ganz beträchtliche Kosten verursachen. Denn Holz ist an und für sich schon ein verhältnismäßig teures Baumaterial; dazu kommt noch, daß dasselbe durch Verschneiden und Abnutzen wesentlich mehr leidet, als es bei Arbeitsgerüsten und Lehrbogen für Eisen- und Steinbrücken der Fall ist. Doch kann man durch zweckmäßige und geschickte Wiederbenutzung der auf der Baustelle vorhandenen Hölzer die Schalungsarbeit billiger gestalten. Es sollen auch späterhin Brückentypen besprochen werden, die eine teilweise bezw. vollkommene Beseitigung der unbequemen Einschalung möglich machen.

Diesen beiden Schattenseiten stehen aber mancherlei greifbare Vorteile gegenüber, welche in den meisten Fällen ausschlaggebend sind. Zunächst sei die Kürze der Herstellungsdauer erwähnt, welche die Betonbrücken beanspruchen. Die Rohmaterialien werden in üblicher Weise angeliefert und in kürzester Zeit verarbeitet. Zement und Eisen sind Handelsfabrikate, die überall zu haben sind; Schotter und Sand werden sich wohl immer in unmittelbarer Nähe des Bauplatzes finden, so daß teure und zeitraubende Transporte unnötig werden. Bei den eisernen Brücken dagegen ist man genötigt, die genieteten Trägerteile oft von weither zu beschaffen, was mit viel Zeit, Kosten und technischen Schwierigkeiten verbunden ist. Außerdem müssen für die Montage den jeweiligen Zwecken angepaßte Hebemaschinen, fahrbare Dampfkrane usw. zur Verwendung kommen. Besonders treffende Beispiele für die Kürze der Herstellungsdauer armierter Wölbbrücken sind aus der folgenden Zusammenstellung der Firma Hennebique, Paris, ersichtlich:

Brücke bei Millesimo (Italien), Bogen von 52 m Spannweite — 3 Monate,
" " Bilbao (Spanien), 5 Bogen von je 35 m Spannweite — 3 Monate,
" " Kazarguène (Rußland), 9 Bogen von je 25 m Spannweite — 5 Monate,
" " Lüttich (Belgien) {1 Bogen von 55 m Spannweite, 2 seitliche Halbbogen von je 10,5 m Spannweite —} 4 Monate.

Die letztgenannte Brücke wurde überdies im strengen Winter gebaut; die Arbeiten mußten mehrere Male infolge von Frost und Eisgang unterbrochen werden. Solche Schnelligkeit der Ausführung bedingt auch eine Verminderung der Zahl der Arbeitstage, also eine Verminderung der Arbeitskosten.

Die Brücken sind wetterbeständig, feuer-, sturm- und hochwassersicher und machen außer Erneuerung des Pflasters keine Unterhaltungskosten nötig. Bei eisernen Brücken muß beispielsweise der Ölanstrich erneut werden, was mit erheblichen Kosten verknüpft ist; außerdem sind die Nietverbindungen von Zeit zu Zeit nachzuprüfen und zu ergänzen. Durch den Fortfall solcher Unterhaltungskosten werden die Betonbrücken schließlich in merklichem Grade billiger als andere Brückentypen. Sie besitzen weiterhin eine lange Lebensdauer und haben wahr-

scheinlich auch den Vorteil, daß die Festigkeitseigenschaften mit zunehmendem Alter sich verbessern.

An Stelle der schweren gewölbten Steinkonstruktionen können leichtere Formen hergestellt werden, welche infolge der vollendeten Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften und der entsprechend geringeren Masse an Material schon in der Herstellung weniger Kosten verursachen. Sie stellen in der Regel eine viel hübschere Brückenform dar, die je nach Belieben architektonisch ausgebildet werden kann. Was das Eigenwicht der armierten Balkenbrücken anlangt, so ist dasselbe allerdings oftmals ein wesentlich höheres, als das der Eisenbrücken. Zieht man jedoch in Betracht, daß man an Oberbaumaterial sparen kann, daß größtenteils Quer- und Längsträger, sowie Windverstrebungen ausgeschlossen sind, so wird in vielen Fällen auch bei den Balkenbrücken das Vergleichsresultat kein allzu ungünstiges sein. Außerdem ist zu bedenken, daß dynamische Wirkungen um so besser aufgenommen und auf alle Teile der Brückenkonstruktionen übertragen werden, je größer das Eigengewicht ist. Wenn nun trotz des größeren Eigengewichts bei Ausschreibungen den armierten Balkenbrücken dennoch der Vorzug gegeben wird, so ist das fast ausnahmslos durch den Fortfall der Unterhaltungskosten und die Kürze der Herstellungsdauer berechtigt.

Pfeiler und Joche nehmen, wenn sie aus Eisenbeton bestehen, wenig Raum ein, gestatten also bedeutende Durchfahrtsbreiten, welcher Umstand namentlich für Flußbrücken in städtischem Bereich bemerkenswert ist. Schiefe Überbrückungen und auskragende Seitenstege lassen sich leicht und bequem herstellen, leichter jedenfalls als schiefe Steinbrücken mit kompliziertem Fugenschnitt. Weiterhin sind die Brücken frei von Schwankungen und Geräuschen. Sie sind aus einem Stück hergestellt, so daß alle Teile in innigster Weise zusammenhängen. Diese bedeutende Steifigkeit der armierten Balkenbrücken hat weiterhin zur Folge, daß die in Trägermitte auftretenden Durchbiegungen kleiner ausfallen als bei eisernen Trägern, und ist man in der Lage, mit einer gewissen Einspannung zu rechnen, so wird das Ergebnis der Durchbiegung im Vergleich zu den eisernen Brücken ein noch günstigeres sein. Fahrbahnsteige können in einfachster Weise ausgebildet werden, ebenso weite Auskragungen der Fußsteige; denn die Verwendung der Rundstangen läßt eben jede Formgebung zu.

Alle diese Vorzüge haben der Betontechnik einen hervorragenden Platz im Brückenbau, insbesondere bei Fußgänger-, Straßen- und industriellen Brücken gesichert. Zu Eisenbahnbrücken ist der armierte Beton noch verhältnismäßig wenig verwandt worden. Man fürchtete anfangs die starken Erschütterungen und glaubte, daß sich die Einlagen allmählich im Beton lockern würden. Doch ist zu solchem Mißtrauensvotum durchaus keine Begründung und vor allem auch kein praktischer Belag vorhanden, zumal sich der Eisenbeton für Fabrikgebäude, wo doch durch die Transmissionen ganz bedeutende Erschütterungen verursacht werden, in hervorragendem Maße bewährt hat. Man war sich auch nicht recht im klaren, welche Beanspruchungsgrenzen für die armierten Brücken einzuhalten

sind und blieb deshalb den vielen vorhandenen „Normalien" vorläufig noch treu. Jetzt aber zeigen auch die Eisenbahnbehörden ein wohlwollenderes Verhalten der neuen Bauweise gegenüber, und es ist mit Freude zu begrüßen, daß bereits etliche Verwaltungen besondere Bestimmungen für die Anwendung des Eisenbetons im Eisenbahn-Brückenwesen erlassen haben.[1])

Formgebung und Sichtflächen.

Was nun die künstlerische Seite, die ästhetische Wirkung der Betonbrücken anlangt, so gilt hier das gleiche wie im gesamten Brückenwesen: man will jetzt nicht nur rationell, sondern auch gefällig bauen. Die ästhetische Wirkung spielt beispielsweise bei größeren Wettbewerben eine ganz hervorragende Rolle. Aber gehören denn Brücken überhaupt zur Baukunst? Oder was unterscheidet sie von der Baukunst? „Die vier inneren Momente, auf denen der künstlerische Wert der Form beruht: Regelmäßigkeit, Symmetrie, Proportion, Harmonie können einer Brücke in gleichem Grade eigen sein, wie jedem anderen Bauwerk. Es gibt schlechterdings keine wesentliche Eigenschaft eines architektonischen Kunstwerks, von der die Brücken als Baugattung ausgeschlossen wären" (Meyer, Eisenbauten, ihre Geschichte und Ästhetik). Nun ist der Vorwurf der Architekten, daß die Eisenbetonbauten sich für eine künstlerische Behandlung wenig oder garnicht eignen, gerade im Brückenbau besonders hinfällig. Schmückende Ornamente spielen hier eine sehr nebensächliche Rolle. Hauptsache ist die Form des Ganzen, die monumentale Wirkung, die Übereinstimmung der Form mit dem Landschafts- oder Städtebild. Es soll eine Mittelwirkung geschaffen werden zwischen dem massigen, kompakten Bau der Steinbrücken und der nackten Steifheit der Eisenbauten. Hervorragende Architekten — in München beispielsweise — haben den Ingenieuren beratend zur Seite gestanden, sodaß schon manche formvollendete Brücke erstanden ist. Man nennt den Betonbau gern die Bauweise der Zukunft; dann muß aber gezeigt, bewiesen werden, daß die neue Bauweise auch in ästhetischer Hinsicht allen Anforderungen eines kunstverständigen Auges gerecht werden kann. Man vermeide jede Scheinarchitektur, die keinen organischen Zusammenhang mit dem Bauwerk hat. An sich wirkt der Beton, bei glatter Fläche, unschön. Ein nachträglicher Mörtelverputz ist aber in keinem Falle zu empfehlen. Er haftet schlecht am Beton, fällt mit der Zeit ab und verleiht dann dem Ganzen ein umso schlechteres Aussehen. Besser schon, aber nicht wirtschaftlich, ist eine Verkleidung der Betonflächen mit Ziegel- oder Quadermauerwerk, Terrakotta- oder Zementplatten (vergl. Abb. 98). Man verwende dabei lange Binder und eiserne Klammern zur Erzielung eines guten Verbandes.

---

[1]) Z. B. Eisenbahndirektionsbezirk Berlin: Vorläufige Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten in Eisenbeton. K. K. Eisenbahnbaudirektion der österreichischen Monarchie: Besondere Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetontragwerken für offene Durchlässe im Zuge von Eisenbahnlinien. Schweizer Post- u. Eisenbahndepartement: Vorschriften für Eisenbeton vom 15. Oktober 1906.



Am vorteilhaftesten tut man jedoch, den Beton in vollkommen gleicher Weise wie Granit und Sandstein mit dem Stockhammer zu bearbeiten und ihm so ein natursteinähnliches Aussehen zu verleihen. Natürlich wäre eine solche Bearbeitung nur an den Außenseiten der Brücke nötig. Will man den Anschein erwecken, als ob die Konstruktion aus großen Quadern zusammengesetzt wäre, so kann man die Schalung an der Innenseite gemäß Abb. 1 u. 2 mit dreikantigen Latten benageln. Eine weitere Bearbeitung mit dem Stockhammer bringt dann die gleiche Wirkung, wie sie dem Quadermauerwerk eigen ist.

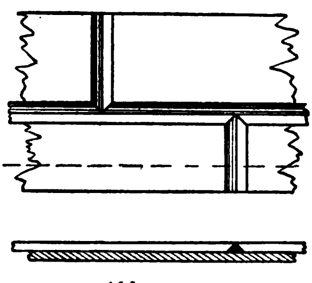


Abb. 1 u. 2.

Bei vielen amerikanischen Brücken (u. a. im Nationalpark in Washington) wurden die Ansichtsflächen in folgender Weise behandelt: Der gewöhnliche Schotter war an den Außenseiten durch schöne, runde Kieselsteine ersetzt. 24 Stunden nach dem Ausschalen begann man damit, Sand und Zement der noch weichen Betonfläche mit Hilfe einer steifen Bürste oder durch Waschen und Spülen so weit zu entfernen, daß die Kieselsteine zur Hälfte bloßgelegt wurden. Doch ist es schwierig, den genauen Zeitpunkt zu bestimmen, wann mit dem Bürsten bezw. Waschen anzufangen ist; denn bei zu frühzeitigem Beginn würden die Steine herausfallen und bei zu spätem Anfang würde der Beton schon zu hart sein. Auch kann solche Behandlung der Schaufläche nur bei nichttragenden Bauteilen vorgenommen werden, da die Schalung der eigentlichen Brückenträger so lange an Ort und Stelle bleiben muß, bis der Beton genügend erhärtet ist. Will man auch in solchen Fällen, wo die Entfernung der dünnen Zementhaut mit Bürsten und Waschen infolge zu weit vorgeschrittener Erhärtung des Betons nicht mehr möglich ist, dasselbe Resultat der Flächenwirkung erzielen, so kann folgendermaßen vorgegangen werden: Man bearbeitet die betreffende Oberfläche mit einem scharfen Bossierhammer und wäscht sie dann mit verdünnter Salzsäure (1:1) ab. Die Säure selbst wird mit Wasser wieder sorgfältig weggespült. Dieses Verfahren ist seit drei Jahren in Amerika in Anwendung, und es sehen die ersten auf diese Weise erzielten Flächen noch ebenso sauber aus, wie kurz nach ihrer Fertigstellung. Die Wirkung an sich richtet sich naturgemäß nach der Art der Zuschlagstoffe und nach deren Verteilung in der Betonmasse. Erfolgt beispielsweise das Bürsten und Waschen derartig kräftig, daß die Steine stark hervortreten, so wird die Fläche besonders rauh erscheinen. Es lassen sich also auch gewisse Abstufungen durch den Grad des Waschens erzielen, die selbstverständlich in gewissem Einklang mit der Gesamtbrückenanlage stehen müssen. So darf man einem leichten gefälligen Bauwerke nicht durch Nachahmung schwerer, massiger Quadern diese Eigenschaften nehmen, wie man sich auch umgekehrt hüten muß, ein Bauwerk von monumentalem Ausdruck

dadurch zu verunstalten, daß man bei der Oberflächengliederung die Flächen in lauter kleine Teile auflöst.[1])

Wasserundurchlässigkeit und Wetterfestigkeit.

Der Beton ist je nach den Mischungsverhältnissen — mager oder fett — mehr oder weniger porös. Wird er von Wasser durchdrungen, so kann ein eintretender Frost das Wasser zum Gefrieren bringen. Die Folge davon sind Rissebildungen in der Betonoberfläche. Einen gleich schädlichen Einfluß können Temperaturänderungen ausüben. Es ist also nicht nur für sorgfältigste Wasserabführung zu sorgen, sondern auch für die Herstellung einer festen, wasserundurchlässigen Außenschicht. Man bedient sich zu diesem Zwecke verschiedener Mittel. Zunächst kann man eine 1 bis 2 cm starke Putzschicht aus Zementmörtel 1 : 1,5 bis 1 : 1 verwenden. Auf diesem Putz verreibt man dann noch zweckmäßig eine besondere Glätte aus reinem Zement, sodaß alle Poren der Putzschicht vollkommen geschlossen sind. Den gleichen Erfolg erzielt man mit einem nachträglichen Anstrich von Siderosthen. Weiterhin kann die nötige Isolierung durch Teerpappenlagen erfolgen, die an den Enden etwa 15 cm breit mit heißem Teer zusammengeklebt werden, sodaß die Pappe eine zusammenhängende Isolierschicht bildet. Anstriche mit heißem Asphaltteer sind einfach und billig herzustellen und werden viel angewandt. Doch hat ein Asphaltüberzug stets den Nachteil, daß er kein großes Dehnungsvermögen besitzt. Besser ist es deshalb — namentlich bei starkem Außendruck —, an Stelle der Pappe dünnes Bleiblech zu nehmen, dessen Bahnkanten vorteilhaft zu verlöten sind. Die ganze Dichtungsfläche ist dann mit gutem Asphaltanstrich zu versehen oder durch geteerte Pappe gegen die schädliche Einwirkung des Zements zu sichern. Beim Siebelschen Patent liegt beispielsweise die Bleihaut ($^1/_5$ bis $^1/_8$ mm stark) zwischen zwei dünnen gewöhnlichen Teerpapplagen. Besonders zu empfehlen sind auch Asphaltfilzplatten, die infolge ihrer großen Dehnbarkeit sehr widerstandsfähig gegen Zerreißen sind. Bei Verwendung dieser Platten ist es in jedem Falle notwendig, Zug um Zug mit der laufenden Fertigstellung der Abdeckung sofort eine etwa 5 cm hohe grobe Sand- oder feine Kiesschicht und im schnellen Anschluß hieran die weiteren Beschüttungsmaterialien auf die Abdeckung zu bringen, um direkte Beschädigungen der letzteren zu verhüten.[2])

Ein anderes vorzügliches Mittel zur Erzielung der Wasserundurchlässigkeit und der Wetterfestigkeit ist ein Anstrich mit Keßlers Magnesiafluat. Fluate sind in Wasser lösliche Stoffe, die aus Flußspat oder Quarz hergestellt werden. Da man es also mit keinem organischen, sondern mit einem mineralischen Mittel zu tun hat, kann eine Zerstörung desselben unter natürlichen Verhältnissen nicht eintreten. Die Wirkung des Magnesiafluats beruht nun darauf, daß in den Poren sich Kiesel-

[1]) Näheres über dieses amerikanische Verfahren, der Zeitschrift Cement Age entnommen, vergl. „Zement und Beton“, 1907, Nr. 2, ebenso Kersten, Eisenbetonbau I, 4. Aufl., Abb. 9 u. 10.

[2]) Spezialfirma: Hoppe und Roehming, Asphaltwerk und chemische Teerproduktenfabrik, Halle a. d. S.



säure und Flußspat ablagern. Beim Anstreichen mittels Pinsels auf trockener Betonfläche ist darauf zu achten, daß nicht sofort konzentrierte Lösung gebraucht wird, weil diese nicht genügend tief in die Betonmasse eindringt. Es hat sich als vorteilhaft erwiesen, 3 Anstriche zu geben, den ersten aus 2 Teilen Wasser und 1 Teil Normalmagnesiafluatlösung, den zweiten halb Fluat halb Wasser und den dritten unverdünnte Lösung. Aber nicht jede glatte Betonfläche läßt sich auf diese Weise widerstandsfähig gegen das Eindringen des Wassers machen. Die Möglichkeit hängt von dem Mischungsverhältnis von Zement, Sand und Zuschlagstoffen ab. Ist der Beton für einen Fluatanstrich zu porös, so muß vor dem Streichen die Betonfläche durch Abreiben mittels Kalkbrei vorgedichtet werden. Mit der Erzielung der Wasserdichte ist eine wesentliche Erhöhung der Oberflächenhärte verbunden. Wenn die fluatierte Fläche gut abgetrocknet ist, kann noch ein Ölanstrich vorgenommen werden. Auf frischem Beton haftet Ölfarbe jedoch nicht.

Will man feststellen, ob die Zementfläche wasserdurchlässig ist, so bestreiche man dieselbe mit einem wassergesättigten Pinsel. Verschwindet dann das Wasser augenblicklich von der Oberfläche, so ist der Zementputz porös, und es wird ein Fluatanstrich nötig werden.

Die Baustoffe.[1])

Die Baustoffe, welche zur Verwendung gelangen, sind Beton und Eisen. Beton entsteht bekanntlich durch öfteres Umschaufeln des Portlandzements mit Sand und Kies oder zerschlagenen Steinen. Durch gleichzeitige Wasserzufuhr bildet sich dann ein inniges Gemenge, der eigentliche Beton. Die Mischung ist durchaus nicht so einfach, wie sie auf den ersten Blick erscheinen mag. Man muß die Materialien durch sorgfältige Prüfung kennen lernen, um das Mischungsverhältnis, sowie den erforderlichen Wasserzusatz in zweckentsprechendster Weise bestimmen zu können.

Bei der Wahl des Stein- und Sandmaterials berücksichtige man vor allem die in der Nähe des Bauplatzes vorkommenden Stoffarten, sofern sie zur Verwendung geeignet sind. Aus diesem Grunde empfehlen sich harte, scharfkantige Steine, wie Granit, Gneis, Basalt, Dolomit, harte Kalksteine usw. Poröse Steine, wie Ziegelsteinschotter und weiche Sandsteine, sollten wenig oder gar nicht zur Verwendung gelangen. Ein recht gutes und zugleich billiges Material ist der Kies, da er infolge der verschiedensten Korngrößen die geringste Menge Mörtel erfordert. Doch erreicht die Festigkeit eines Kiesbetons nicht den gleichen hohen Grad wie die Festigkeit eines Betons mit Steinschlag, vor allem dann, wenn die einzelnen Steine nicht kantig, sondern rund sind. Die Anwendung saurer Schlacken, wie sie in Amerika vielfach üblich ist, erfordert ganz besondere Vorsicht und vorherige Prüfung auf ihre Brauchbarkeit. Was die Korngröße der Zuschlagstoffe anbelangt, so sollte sie für gewöhnlich über 5 bis 6 cm im Durchmesser, also etwa Hühnereigröße, nicht hinausgehen, bis zu diesem Endwert aber auch jede andere Größe vorhanden sein.

[1]) Ausführliches hierüber in Kersten, Eisenbetonbau I.

Der zu verwendende Sand sei gemischtkörnig (bis 7 mm Korngröße). Er muß, gleich dem Steinmaterial, frei von anhaftenden, erdigen Beimengungen von Kohlen- und Pflanzenresten sein und darf keine lehmigen oder tonigen Bestandteile aufweisen, die fest am Korn haften.

Das für die Herstellung der Mörtelspeise erforderliche Wasser muß ebenfalls rein und frei von verunreinigenden Bestandteilen sein und bei der Verwendung eine günstige Temperatur besitzen. Zu warmes Wasser hat eine Verkürzung und zu kaltes eine Verlängerung der normalen Bindezeit im Gefolge. Was die Höhe des Wasserzusatzes betrifft, so ist man bei deren Bestimmung lediglich auf Erfahrungen angewiesen und muß mit der mehr oder weniger porösen Beschaffenheit der verwandten Materialien rechnen. Ebenso ist die jeweilig herrschende Witterung und Temperatur zu berücksichtigen: bei regnerischem Wetter muß der Wasserzusatz ein geringerer sein, bei großer Hitze dagegen ein bedeutenderer. Man darf aber auch nicht übertreiben; denn bei allzu großem Wasserzusatz würde die Festigkeit des Betons leiden. Man könnte schlecht stampfen, da die Masse zu elastisch wäre und ausweichen würde.

Ein allgemein anzuwendendes Mischungsverhältnis für die Bereitung des Betons aufzustellen, ist schlechterdings unmöglich, zumal die Anforderungen an Dichte und Festigkeit der verschiedenen Brückenformen sich von Fall zu Fall ändern. Es sind schon außerordentlich viel Mischungsverhältnisse in Vorschlag gebracht worden. Der Praktiker wird mit der Zeit einen gewissen Blick dafür gewinnen, um beurteilen zu können, ob die mit Hammer und Meißel zerschlagenen Probekörper ungefähr den jeweiligen Zwecken genügen.

Fast durchweg erfolgt die Mischung mit Maschinen. Sie ist der Mischung mit Hand entschieden vorzuziehen, weil man ein gleichmäßigeres Gemenge erzielt und von der Tüchtigkeit der Arbeiter unabhängig ist. Die maschinelle Arbeit ist auch wesentlich zuverlässiger und bei großem Betriebe einfach eine Notwendigkeit, zumal sie ungefähr $^1/_2$ bis $^2/_3$ der sonstigen Kosten ersparen kann (1 Mark für 1 cbm und darunter). Große Maschinen von 10 bis 15 PS. sind imstande, an einem Tage (10 Stunden) bis 400 cbm Mischgut herzustellen, also eine ganz bedeutende Abkürzung der üblichen Bauzeit zu erzielen. Man unterscheidet stationäre und fahrbare Mischmaschinen, die teilweise sogar mit automatisch wirkender Einschütt- und Entleerungsvorrichtung versehen sind. Die Bedienung ist zumeist eine sehr einfache, sowohl für das Mischen, als auch für Einfüllung und Entleerung, und bedingt nur wenig Arbeitskräfte. Das Mischgut wird mit Schaufel- oder Kippwagen eingebracht, dann trocken und schließlich naß gemischt. Der Antrieb der Maschinen erfolgt am besten durch Lokomobile, die an einem gegen Wind und Wetter geschützten und für Wasser- und Kohlenzufuhr leicht zugänglichen Ort unterzubringen ist. Auch werden für den Antrieb Gaskraftmaschinen verwandt, die mit der Mischmaschine unmittelbar zusammenhängen. Die Maschinen liefern einen Beton von beliebigem Feuchtigkeitsgrade. Die einzelnen Mischungen können in genau bestimmbaren Mengen geliefert werden und weisen vollkommenste Gleichmäßigkeit auf. Die Festigkeit des Maschinenbetons

ist eine ganz bedeutende und infolge der gründlichen Durchknetung des Mischgutes oftmals 20 bis 30 vH. höher, als die Festigkeit des durch Handmischung gewonnenen Betons.

Für die Einlagen wird, wie im Hochbau, fast ausschließlich Flußeisen genommen. Schmiedeeisen kommt weniger in Frage, weil seine Festigkeit geringer ist, als die des Flußeisens; zudem ist auch das Flußeisen nicht teurer als das Schmiedeeisen. Die Verwendung von Stahl ist aus wirtschaftlichen Gründen weniger empfehlenswert, trotzdem man dadurch den Querschnitt der erforderlichen Einlagen in beträchtlichem Maße vermindern kann. Die auf Zug beanspruchten Stäbe sind an ihren Enden nach vorherigem Warmmachen klauen- oder hakenförmig umzubiegen oder in irgend einer anderen Weise, z. B. durch Anbringung von Querleisten (vergl. Abb. 39), gegen ein Hinausgleiten aus dem Beton zu sichern. Das Zusammenschweißen einiger Stabteile ist weniger zu empfehlen, vor allem nicht an solchen Stellen, die großen Beanspruchungen ausgesetzt sind. Sollen starke Einlagen scharf gebogen werden, so sind die Stäbe an den Knickstellen zuvor zu erwärmen und dann mit Hand zu biegen. Schwache Biegungen kann man im kalten Zustande auf einem Gerüstbogen oder mit einer Schraubenpresse vollziehen.

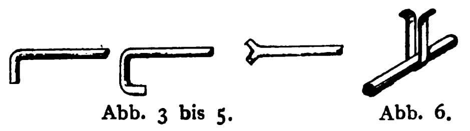


Abb. 3 bis 5. Abb. 6.

Die für die Aufnahme der Schubkräfte dienenden Bügel sind zumeist Flach- oder Rundeisen, deren Biegungen am Schraubstock teils im warmen, teils im kalten Zustande erzeugt werden (Abb. 6).

Was den Eisenquerschnitt selbst anlangt, so ist die Rundeisenform am gebräuchlichsten. Man verwendet auch Flach- und Quadrateisen, sowie L-, +-, ⊥-, I- und S-Querschnitte. Auch die Benutzung des Goldingschen Streckmetalls (Schüchtermann u. Kremer, Dortmund) als Armierung bezw. als Ersatz für Verteilungsstäbe ist noch zu erwähnen. In Amerika ist besonders die Verwendung der Ransomeeisen üblich, welche in kaltem Zustande schraubenförmig gedreht sind, um eine Vergrößerung der Haftfestigkeit herbeizuführen (Abb. 7). Melan und Wünsch verwenden zusammengenietete Konstruktionen mit Zuhilfenahme von Knotenblechen.



Abb. 7.

Berechnung und Beanspruchungen.[1])

Es soll, wie im Hochbau, angenommen werden, daß zwischen Dehnungen und Spannungen eine Proportionalität herrscht und daß alle Zugspannungen vom Eisen aufzunehmen sind.

Einfach verstärkte Platte:

h = Gesamtstärke in cm,

a = Abstand der Einlage vom unteren Rande in cm (gemessen vom Schwerpunkt des Eisenquerschnittes),

x = Abstand der Nullinie von Plattenoberkante in cm,

[1]) Genaueres über Ableitung und Verwendung der hier gegebenen Formeln ist aus Kersten, Eisenbetonbau I zu ersehen.

σ_b bezw. σ_e = größte Spannungen im Beton und im Eisen, ausgedrückt in kg/cm²,

f_e = gesamter in b cm Breite vorhandener Eisenquerschnitt in cm²,

n = Elastizitätsverhältnis = 15.

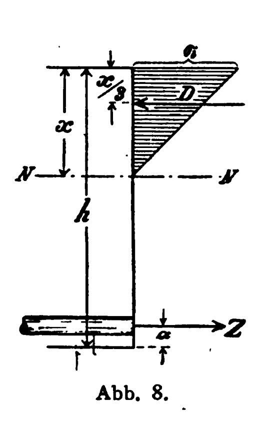


Abb. 8.

$$x = \frac{n \cdot f_e}{b}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{n \cdot f_e}}\right]$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x(h - a - x/3)}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e(h - a - x/3)}.$$

Diese Formeln für x, σ_b und σ_e finden überall dort Verwendung, wo es sich um plattenförmige Brückenteile handelt, also bei Durchlässen, Fahrbahnplatten, Fußsteigen usw.

Doppelt verstärkte Platte:

h' = Abstand der unteren Eisenschwerachse vom oberen Rande in cm,

a' = Abstand der oberen Eisenschwerachse vom oberen Rande in cm,

f_e' = Gesamtquerschnitt der gedrückten Eisenstäbe für b cm Plattenbreite (in cm²),

σ_e' = Spannung dieser Eisen in kg/cm².

$$x^2 + \frac{2n \cdot x}{b} \cdot (f_e + f_e') = \frac{2 \cdot n}{b}(f_e \cdot h' + f_e' \cdot a')$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot M \cdot x}{x^2 \cdot b(3 \cdot h' - x) + 6 \cdot n \cdot f_e'(x - a')(h' - a')}$$

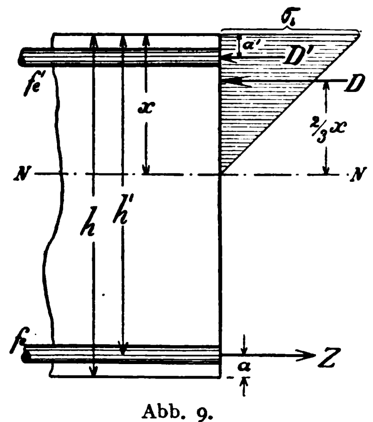


Abb. 9.

$$\sigma_e' = \frac{\sigma_b \cdot n(x - a')}{x}$$

$$\sigma_e = \frac{\sigma_b \cdot n(h' - x)}{x}.$$

Diese Formeln können dann zur Anwendung gelangen, wenn die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe eine derartig beschränkte ist, daß die Doppelarmierung tatsächlich einen wirtschaftlichen Vorteil bietet. In allen anderen Fällen ist es in der Regel üblich, den Eisenquerschnitt f_e' bei Berechnung der Spannungen σ_b und σ_e unberücksichtigt zu lassen.

Einfach verstärkte Plattenbalken:

Es sind hier die 3 Fälle zu unterscheiden:

1. Die Nullinie liegt im Plattenquerschnitt. Die Formeln sind gemäß Abb. 10 dieselben wie bei den einfach verstärkten Platten.

2. Die Nullinie fällt mit Plattenunterkante zusammen.

Die Formeln bleiben die gleichen, nur ist $x = d$ zu setzen (Abb. 11).

3. Die Nullinie geht durch den Steg. Bei Vernachlässigung der im Steg auftretenden Druckspannungen ist

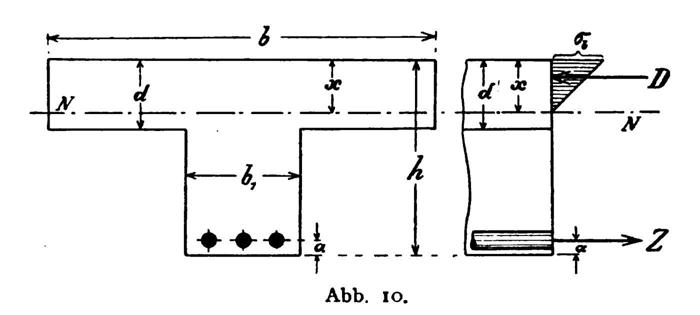


Abb. 10.

$$x = \frac{n \cdot f_e (h - a) + \frac{d^2 \cdot b}{2}}{d \cdot b + n \cdot f_e}$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e (h - a - x + y)}$$

$$\sigma_b = \sigma_e \cdot \frac{x}{n(h - a - x)}.$$

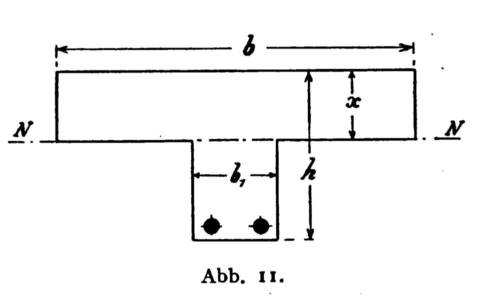


Abb. 11.

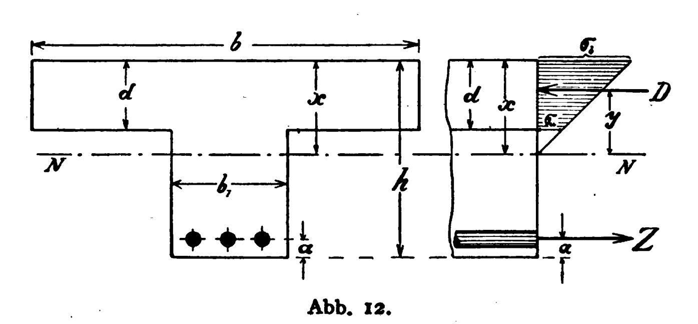


Abb. 12.

Was die zulässigen Beanspruchungen[1]) anbelangt, so gelten auch hier — vorläufig wenigstens — die ministeriellen Bestimmungen für das Königreich Preußen vom 16. April 1904:

Zulässige Druckbeanspruchung bei Biegung $= \frac{1}{5}$ der Bruchfestigkeit
" " " Stützen $= \frac{1}{10}$ " "
Schub- und Haftbeanspruchung . . . . $= 4{,}5$ kg/cm²
Beanspruchung des Eisens . . . . $= 1200$ kg/cm².

---

[1]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau I, 4. Aufl., Seite 79.

II. Durchlässe und Überdeckungen.

Die Ausführung.

Durchlässe sind Brücken kleineren Stils und dienen vornehmlich zur Durchführung kleiner Wasserläufe unter Straßen- und Eisenbahndämmen. Sie bestehen in der Hauptsache aus zwei parallel geführten Widerlagsmauern, deren Zwischenraum mit einer Platte abgedeckt ist. Oft sind auch noch Zwischenwände angeordnet, die zumeist lediglich den Zweck verfolgen, bei zu großer Spannweite der Platte eine besondere Stützung zu bieten. Die Durchlässe haben eine verhältnismäßig bedeutende Länge, da sie — insbesondere bei Entwässerungsanlagen — an der tiefsten Stelle des Dammes gebaut werden müssen. Aus diesem Grunde legt man auch, wenn irgend angängig, ihre Achse senkrecht zur Richtung des Dammes. Die Ausführung der Häupter ist dann auch einfacher als bei schräger Achsenlage.

Die Widerlagsmauern samt ihren Flügeln bestehen in der Regel aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel, seltener aus Ziegelmauerwerk. Oft werden alte, vorhandene Steinwiderlager benutzt. Bei zweifelhaftem Baugrund ist Stampfbeton, in manchen Fällen sogar Eisenbeton vorzuziehen. Die Innenflächen sind senkrecht auszuführen; die Außenflächen können zur Erzielung einer besseren Stabilität schräg angeordnet sein, bei Bruchstein in schrägen Abtreppungen. Die Wandstärke betrage für gewöhnliche Fälle mindestens 50 bis 60 cm, andernfalls keine gute Mauerung stattfindet und auch leicht eine Beschädigung beim Aufbringen der Deckplatten eintreten kann. Nur bei durchgängiger Ausführung in armiertem Beton darf die Mindeststärke geringer angenommen werden. Die Armierung der Seitenwände hat dann in Anbetracht der seitlichen Wirkung des Erddruckes an Wandinnenseite zu erfolgen. Die Verwendung des Eisenbetons für die Widerlagsmauern bietet aber nur in dem Falle einen dauernd wirtschaftlichen Vorteil, wenn die Armierung der Wände mit derjenigen der Abdeckungs- wie der Fundamentplatte ein einheitliches Ganzes bildet. Man hat es dann mit einem rechteckigen Röhrendurchlaß zu tun, wie es beispielsweise die Abb. 29, 30 und 32 zeigen.

Für gewöhnliche Fälle genügen zwei parallel geführte Widerlagsmauern. Ist dagegen eine größere Durchlaßweite erforderlich, so empfiehlt sich, wie bereits erwähnt, zur Vermeidung allzu schwerer Abdeckplatten die Anordnung von Zwischenwänden, ein, zwei, höchstens drei an der Zahl (Doppel-, gekuppelte Durchlässe). Doch sind derartig geteilte Durchlaßöffnungen nur dann von praktischem Vorteil, wenn die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe eine geringe ist. Andernfalls wird eine gewölbte Abdeckung — bei Fortfall aller Zwischenwände — empfehlenswerter sein.

Ist der Baugrund zweifelhafter Natur, so müssen die Widerlagsmauern einen gehörig breiten Fundamentabsatz erhalten. Unter Umständen kann sogar eine Pfahlrost- oder eine Brunnengründung notwendig werden. Auch empfiehlt sich in solchen Fällen eine für beide Widerlags-

mauern gemeinsame Fundamentplatte, welche dann gleichzeitig die Durchlaßsohle darstellt, und welche man zwecks besserer Druckverteilung etwa 20 bis 30 cm über die Widerlagsmauern vorspringen lassen kann (vergl. die Abb. 13a und 15a). Zur Erzielung einer muldenförmigen Rinnfläche kann außerdem noch ein Plattenbelag oder ein etwa 20 cm hohes Kopfsteinpflaster, in hydraulischem Mörtel verlegt, verwandt werden. Sind dagegen die Widerlagsfundamente getrennt angeordnet, so begnügt man sich — guten Baugrund vorausgesetzt — mit einem 15 bis 30 cm starken Pflaster auf Sand oder Kieslage (vergl. Abb. 13b und 15b).

Bei getrennten Fundamenten werden am Ein- und Auslauf, bei längeren Durchlässen auch zwischen diesen, 50 bis 60 cm im Quadrat messende Herdmauern angeordnet.

Die Deckplatten sind derartig auf die Widerlagsmauern zu verlegen, daß Winkelecken vermieden werden; denn dann sind an den Auflagerstellen gelegentliche Wasseransammlungen zu befürchten. Die Ecken werden entweder ausgemauert oder die Mauerkronen in entsprechender Weise abgeschrägt. Was die Breite der Auflagerung der Platten anlangt, so gelte auch hier die bekannte Faustregel: Auflagerbreite $\geqq$ Plattendicke. Ist nur eine Durchlaßöffnung vorhanden, so genügt eine frei aufliegende Platte, die an Ort und Stelle mittels Schalung hergestellt wird. Bei kleinen Spannweiten kann die Abdeckung durch fabrikmäßig hergestellte Plattenfelder von je 1 m Länge bewerkstelligt werden. Man erspart so die Schalung, braucht den Verkehr nicht allzu lange zu unterbrechen und kann den Durchlaß bei etwaiger Verstopfung leicht und schnell zum Zweck der Reinigung aufbrechen.

Es empfiehlt sich aus statischen und wirtschaftlichen Gründen, die Platten in Stützweitenmitte stärker zu machen als an den Enden. Einmal wird dadurch der ab- bezw. zunehmenden Größe der Biegungsmomente Rechnung getragen, und zweitens wird eine bessere Abführung des eindringenden Wassers veranlaßt. Doch kann man den letzteren Zweck auch durch entsprechende Aufschüttung bezw. Aufbetonierung erreichen. Namentlich bei gekuppelten Durchlässen, die durch aneinanderstoßende einfache Platten ausgebildet werden, empfiehlt sich ein derartiges Aufbetonieren. Vorn an der Stirn erhält die Betonplatte zweckmäßig eine kleine Verstärkung, um einem Abrutschen der Dammböschung vorzubeugen. Außerdem ist die Anbringung einer Wassernase von Nutzen.

Dilatationsfugen sind nur dann erforderlich, wenn die Länge der Abdeckungsplatte größer als 10 bis 15 m ist. In solchem Falle werden die Teile der Platte durch Pappzwischenlagen getrennt und diese Trennungsfugen gut überdeckt. Trotzdem muß aber eine gewisse Beweglichkeit der einzelnen Plattenteile möglich sein.

Reine Betonplatten an Stelle der sonst üblichen Decksteine kommen nur dann zur Anwendung, wenn die Spannweite eine äußerst geringe ist. Sie werden vorher angefertigt und wie gewöhnliche Natursteinplatten verlegt. Die Möglichkeit für die Verwendung solcher Betonabdeckplatten ist aber eine recht beschränkte, denn schon bei den üblichen Durchlaßweiten wäre die erforderliche Plattendicke eine ganz bedeutende. Von

einem wirtschaftlichen Vorteil den Steinplatten gegenüber kann dann kaum noch die Rede sein.

Für gewöhnliche Fälle ist eine Armierung der Betonplatte erforderlich. Bei kleineren Lichtweiten genügen Tragstäbe, die so nahe als möglich an Plattenunterkante zu legen sind. Bei größeren Spannweiten und Belastungen sind diese Tragstäbe an ihren Enden abwechselnd nach oben zu biegen, namentlich dann, wenn die Auflagerbreite eine recht bedeutende ist. Es kann in solchem Falle von einer teilweisen Einspannung der Platte die Rede sein; den an den Plattenauflagern vorhandenen negativen Biegungsmomenten muß also Rechnung getragen werden. Bilden die Widerlagsmauern — in Beton oder Eisenbeton hergestellt — mit der Abdeckung ein einheitliches Ganzes, so ist eine besonders kräftige Armierung in den Eckpunkten vorzunehmen. Kräftige Verankerungen sind dann ebenso notwendig, wie Bügel und Verteilungseisen.

In der Regel werden Rundeisen für die Armierung genommen. Man nimmt auch, namentlich in Amerika, Streckmetall, bei kleineren Durchlässen als einfache Tafeleinlage, bei größeren in Verbindung mit rundeisernen Tragstäben. In letzerem Fall ersetzt das Streckmetall die Verteilungsstäbe. Weniger gebräuchlich ist die Verwendung von Walzprofilen, die gemäß Abb. 25 in den Beton eingebettet werden.

Sind zwei oder mehrere Öffnungen vorhanden, so kann die Abdeckung durch eine entsprechende Anzahl einfacher Platten erfolgen, die in der unteren Zone zu armieren sind. Für die Abführung des Wassers ist dann eine besondere Aufbetonierung vorzusehen, wie Abb. 16 zeigt. Nimmt man dagegen eine gemeinschaftliche Platte für sämtliche Öffnungen, so treten über den Stützungen innerhalb der Gesamtweite des Durchlasses negative Momente auf. Es sind also an diesen Stellen der Platte auch in der oberen Zone Einlagen zur Aufnahme der dort vorhandenen Zugspannungen vorzusehen. Derartige Platten werden in der Regel an ihren Enden schwächer ausgeführt als in der Mitte, sodaß sich eine besondere Aufschüttung zwecks Wasserabführung erübrigt (vergl. Abb. 32 und 46). Die Anordnung mehrerer Öffnungen bietet nur dann praktische Vorteile, wenn die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe eine geringe ist. Andernfalls sind gewölbte Durchlässe mehr zu empfehlen.

Bei schlechtem Baugrunde ist es ratsam, auch die Fundamentplatte in Beton auszuführen und mit Einlagen zu versehen, welche in ihrer Anordnung dem wechselseitigen Auftreten der Druck- und Zugspannungen entsprechen müssen.

Die Plattenstärken schwanken zwischen 15 und 40 cm, je nachdem man es mit einem Bahn- oder einem Wegedurchlaß, mit normaler oder großer Überschüttungshöhe zu tun hat. Letztere müßte bei Bahndurchlässen mindestens 80 cm (gemessen bis Schienenunterkante) und bei Wegedurchlässen mindestens 40 bis 50 cm (bis Fahrbahnoberfläche gemessen) betragen. Bei zu großen Spannweiten empfiehlt sich keine gewöhnliche Plattenabdeckung, da das Eigengewicht derselben zu groß werden würde. Man nimmt dann vorteilhafter, vom Gewölbe abgesehen, eine Rippendecke oder teilt die Durchlaßöffnung durch Zwischenwände.

Das Eindringen von Erdfeuchtigkeit kann durch glatten Zementverputz verhindert werden. Gleich gute Dienste leistet eine Asphaltisolierung; doch muß der Asphaltüberzug (vergl. Abb. 15 u. 16) auch über den oberen Widerlagerteil hinweggezogen werden. Zwischen Platte und Widerlager legt man zweckmäßig eine besondere Asphaltfilzlage. Weiterhin verwendet man zur Isolierung wasserdichte Fluatanstriche, Mastixe usw. Doch können alle diese Mittel, da sie starr sind und fest am Mauerwerk haften, bei eintretenden Bewegungen des letzteren leicht rissig werden. Deshalb nimmt man jetzt vielfach die

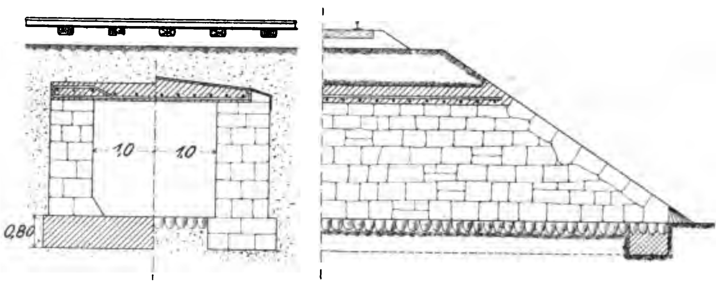


Abb. 13a. Abb. 13b. Abb. 14.

bereits erwähnten Asphaltfilzplatten, welche gegen ein Zerreißen sehr widerstandsfähig, dabei zugleich sehr dehnbar sind. Aber auch die Innenseiten müssen in entsprechender Weise gegen die schädliche Wirkung der Tagewässer, welche Säuren enthalten, geschützt sein. Besonders gefahrbringend für den Beton sind Wasser mit schwefelsaurem Salz (z. B. Gips). In allen solchen Fällen empfiehlt sich in erster Linie ein wasserundurchdringlicher Schutzanstrich.

In den beifolgenden Abbildungen sind einige Beispiele von Durchlässen in Eisenbeton zur Darstellung gekommen. Nach Abb. 13 u. 14 bestehen die Widerlagsmauern eines Eisenbahndurchlasses aus gewöhnlichem Bruchsteinmauerwerk, die nach Abb. 13a auf einer gemeinsamen, 80 cm starken Beton-Fundamentplatte ruhen. Bei gutem Baugrund genügen einfache Fundamentabsätze in Bruchstein (Abb. 13b). Die Plattenoberfläche ist entweder wagerecht abgeglichen oder — gemäß Abb. 13b — nach der Mitte zu ansteigend. Für die letztere Anordnung empfiehlt es sich, die Isolierplatten auch über den oberen Widerlagerteil hinwegzulegen. Da nach Abb. 13a die Auflagerung der Deckplatte der vollen Breite der Mauerkrone entspricht, ist die Möglichkeit des Auftretens negativer

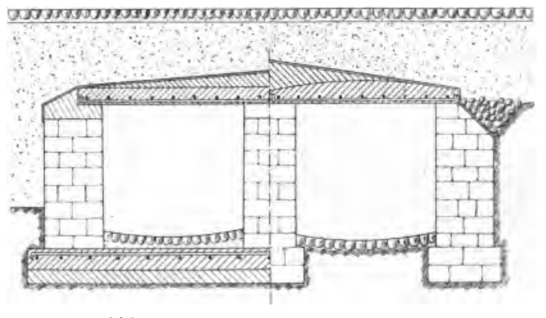


Abb. 15a. Abb. 15b.

Momente gegeben, weshalb zweckmäßigerweise ein abwechselndes Aufbiegen der Tragstäbe zu erfolgen hat. In Richtung der Durchlaßachse sind Verteilungsstäbe angeordnet. Abb. 14 zeigt einen Längsschnitt des Durchlasses mit Bruchsteinfundament.

In Abb. 15a und 15b ist die Konstruktion eines gekuppelten Straßendurchlasses veranschaulicht. Es sind Zwischenwand, Widerlagsmauern und nach Abb. 15b auch die Fundamente in Bruchstein ausgeführt. Die armierte Fundamentplatte in Abb. 15a hat eine Schicht Magerbeton als Unterlage erhalten. Die Deckplatte kann in gleichbleibender Stärke über beide Öffnungen kontinuierlich fortgeführt werden (Abb. 15a), oder sie kann sich aus zwei einfachen Plattenteilen gemäß Abb. 15b zusammensetzen. In beiden Fällen ist eine nach der Mitte zu ansteigende Aufbetonierung zwecks Wasserabführung ausgeführt.

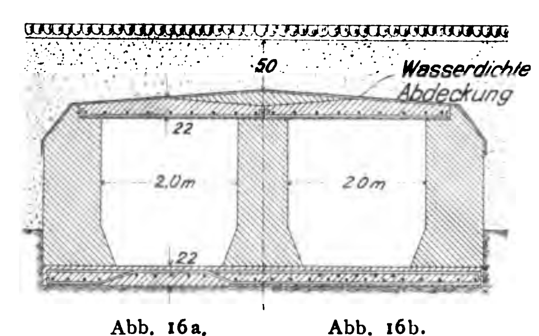


Abb. 16a. Abb. 16b.

In den nun folgenden Abbildungen ist von der Verwendung des Bruchsteinmauerwerkes abgesehen worden. Abb. 16a und 16b zeigen die Ausführung der Mittel- und Seitenwände in Stampfbeton. Die Deckplatten sind getrennt angeordnet. Beide Ausführungsarten unterscheiden sich nur in der Armierung der gemeinsamen Fundamentplatte.

Eine Durchlaßkonstruktion der Spezialfirma Franz Schlüter, Dortmund, geben die Abb. 17 bis 20 wieder. Decke, Wände und Grundbau sind einheitlich in Beton ausgeführt worden. Die Armierung der Deckplatte ist im Widerlager kräftig verankert. Sie berücksichtigt auch durch ihre dortige Anordnung das Vorhandensein negativer Momente in genügender Weise. Die Flügel sind gleichfalls in Beton ausgeführt.

Eine im Grundgedanken ähnliche Konstruktion zeigt die Abb. 21, eine Straßenüberführung in Croßville (Nordamerika). Sie wird an dieser Stelle aus dem Grunde mitgeteilt, weil nach gleichem Konstruktionsprinzip auch gekuppelte Durchlässe vorteilhaft hergestellt werden können. Neben guter Verankerung in den Widerlagern nimmt die Anordnung der Einlagen auch Rücksicht auf die negativen Momente über der Mittelwand. Besonders bemerkenswert an diesem Bauwerk ist auch die Herstellung des Lehrgerüstes (Abb. 22). Die Wände des Mittelpfeilers und der Widerlager sind derartig schräg gebaut, daß sich das ganze Lehrgerüst, unabhängig von der Sohle, gegen die schrägen Wände verspreizt, selbst tragen kann. Eine solche Gerüstanordnung wird sich immer dann empfehlen, wenn das Wasser nicht nur eine starke Strömung aufweist, sondern auch viel Geröll mit sich führt.[1])

[1]) Vergl. auch „Zement u. Beton“ 1906, S. 356.

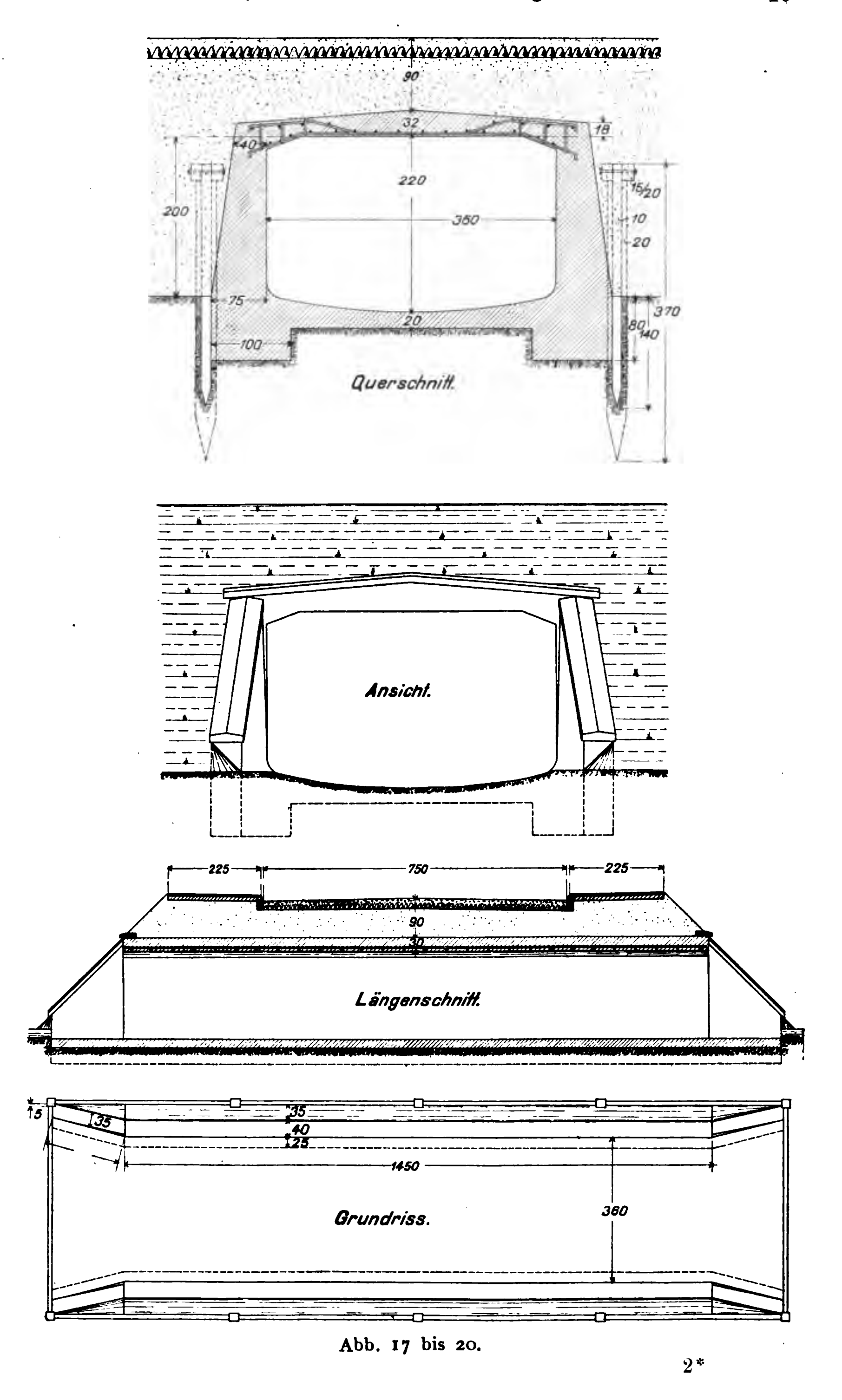

90
32
18
40
220
360
200
15/20
10
20
75
370
20
80
140
100
Querschnitt.
Ansicht.
225
750
225
90
30
Längenschnitt.
15
35
35
40
125
1450
Grundriss.
360

Abb. 17 bis 20.

Nach Abb. 23 ist die Eggertsche Armierungsweise zur Anwendung gekommen. Die Tragstäbe verlaufen in Plattenmitte horizontal und gehen nicht weit von ihren Enden durch Aufbiegungen in die Druckzone über, wo sie durch Umbiegungen befestigt werden. Für die Kräfteübertragung ist deshalb eine Inanspruchnahme der Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen unnötig. Genannte Abbildung zeigt den Querschnitt einer Tunnelanlage; doch kann das gleiche Konstruktionsprinzip auch bei Durchlässen größerer Lichtweite zweckmäßige Verwendung finden. Das ganze Bauwerk ist durch eine zusammenhängende Isolierschicht gegen Erdnässe geschützt.

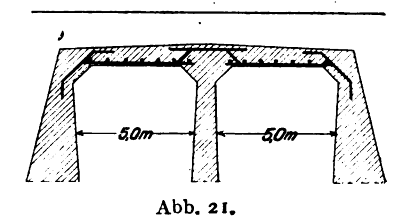
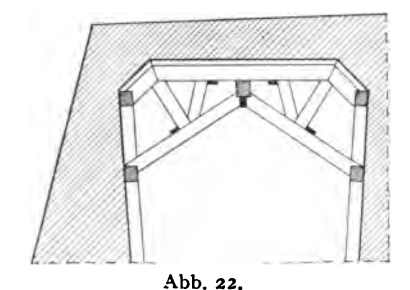


Abb. 21.


Abb. 22.

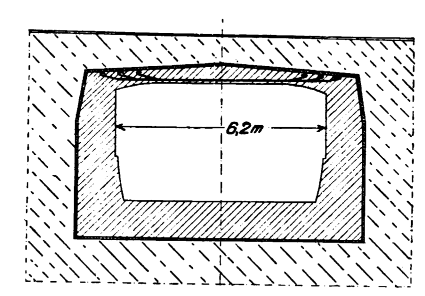


Abb. 23.

Die Verwendung von Walzprofilen bietet in erster Linie den Vorteil, daß man an Rüstung spart. Die Schalung kann gleich an den Trägern befestigt werden; die Arbeit des Betonierens gestaltet sich einfacher, und das Verlegen der Träger geht mühelos und schnell von statten. Trotzdem ist diese Deckenkonstruktion nur selten zur Anwendung gelangt zumal eine wirtschaftlich gute Ausnutzung des Eisenmaterials unmöglich ist. Den praktischen Vorteilen stehen theoretische Nachteile gegenüber. Oft werden auch statt der I-Träger alte Eisenbahnschienen verwendet.

Sind kleine Belastungen aufzunehmen, so erübrigt sich die Anbringung von Verteilungseisen. Bei großen Radlasten jedoch empfiehlt es sich stets, Querverbindungen in Form von Rundstäben oder Walzprofilen vorzusehen. Man kann übrigens auch die Träger weiter auseinanderlegen und dann zwischen ihnen wölben. Die Abb. 26 und 27 zeigen eine amerikanische Ausführung, nach welcher die Schienen — entsprechend der Wirkungs-

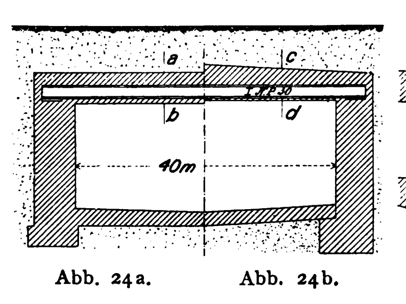


Abb. 24a. Abb. 24b.

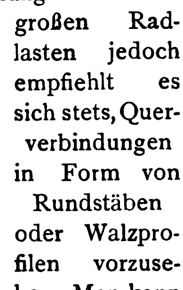


Abb. 25.

verteilung der Radlasten — in der Mitte näher zusammenliegen, als an den Außenseiten (Ogeron Short Line).

Fast alle Formen der Durchlaßbauten lassen sich in entsprechender Weise für Überdeckungen und Tunnel anwenden. Genaue Grenzen in

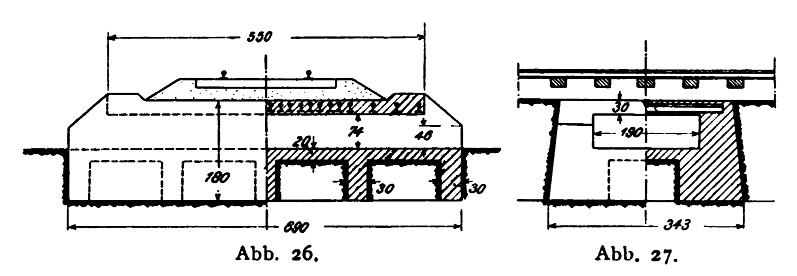


Abb. 26. Abb. 27.

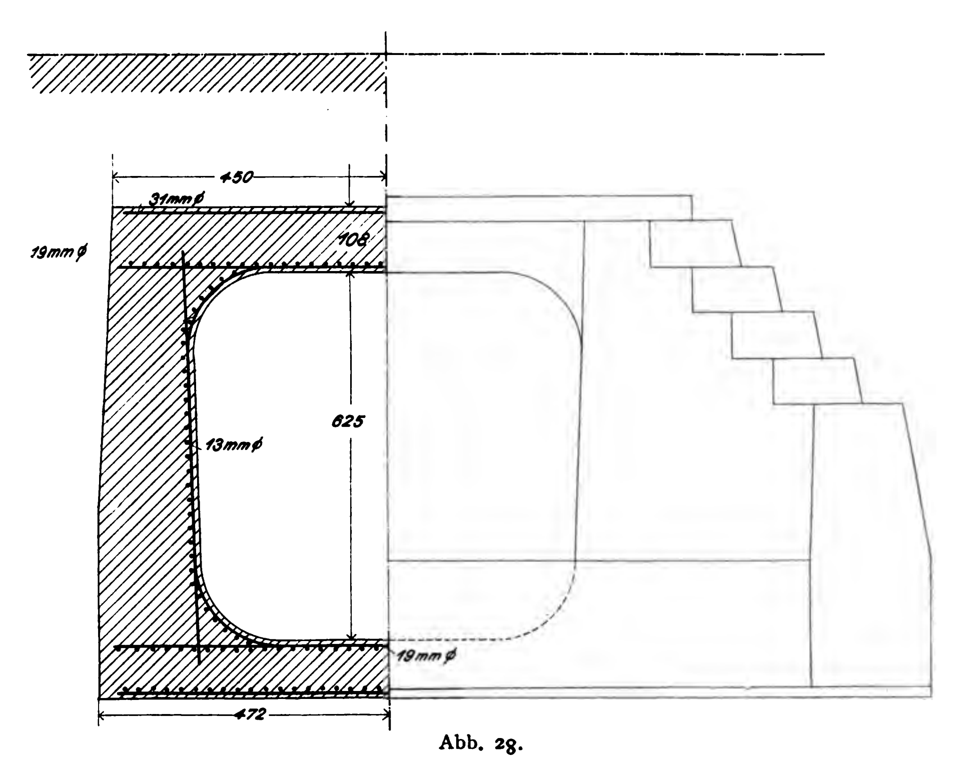


Abb. 28.

den Konstruktionsarten dieser Bauwerke können nur schwer gezogen werden. Jedenfalls spielt in allen solchen Fällen der Eisenbeton dieselbe wichtige Rolle wie bei den eigentlichen Durchlässen, namentlich dann, wenn man durch örtliche Verhältnisse gezwungen ist, häufig mit hohem und flachem Querschnitt abzuwechseln. Letzteres ist ja beispielsweise bei Abwässerkanälen durchaus keine Seltenheit.

Abb. 28 zeigt Querschnitt und Ansicht eines rechteckig-röhrenförmigen Durchlasses, der in seinem ganzen Umfange in Eisenbeton aus-

geführt ist. Die Einlagen sind an den Ecken zusammengeführt, so daß man es mit einem vollkommen steifen Rahmen zu tun hat. Fundament- und Deckenplatte sind doppelt armiert, die Seitenwände nur an der Innenseite.

Eine im Grundgedanken ähnliche Konstruktion zeigt Abb. 29, eine röhrenförmige Eisenbahn-Unterfahrt, wie sie in Amerika recht häufig aus-

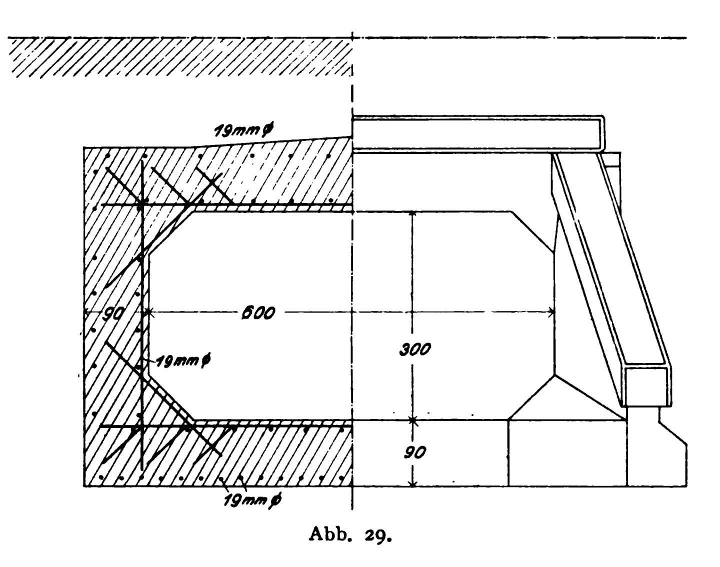


Abb. 29.

geführt werden. Die Armierung durch Tragstäbe erfolgt durchweg an den Innenseiten, wogegen Verteilungseisen auch an den Außenseiten angebracht sind. Derartige Rahmenausführungen empfehlen sich aber nur bei größeren Spannweiten, starker Belastung und starkem Seitendruck durch Erdreich.

In Abb. 30 ist der Querschnitt eines unterirdischen Schiffahrtskanals in Rotterdam zur Darstellung gebracht worden. Infolge kräftiger Armierung durch 20 bis 30 mm-Eisen war man in Stand gesetzt, die Stärken der Wände auf 35 cm, der Decke auf 40 cm und der Sohle gar auf 25 cm zu reduzieren. Das ganze Bauwerk ruht auf Holzpfählen, welche in Entfernung von 2 m reihenweise angeordnet sind und mit ihren Köpfen in einer Stampfbetonunterlage stecken. Breiten- und Höhenmaß sind aus der Abbildung ersichtlich.

Abb. 31 zeigt den Querschnitt eines Eisenbahntunnels zu Watergraafsmeer bei Amsterdam. Auch hier ist Holzpfählung vorgesehen. Die Mittelwand ist in einzelne Säulen aufgelöst, die einen in Längsachse durchlaufenden Unterzug tragen. Die Seitenwände, nur 23 cm stark, sind in kurzen Entfernungen durch Rippen gestützt. Mittel- und Seitenwände haben getrennte Fundamente, die aber durch Querbalken miteinander verbunden sind.

Eine ähnliche Anlage ist in den Abb. 32 und 33 wiedergegeben. Die Seitenwände sind hier jedoch in gleichbleibender Stärke durchgeführt

worden, ebenso die gemeinsame Fundamentplatte. Ein starker Unterzug, durch Säulen gestützt, dient zur Auflagerung der Deckplatte.

Schließlich seien noch zwei besondere Bautypen erwähnt, die sich

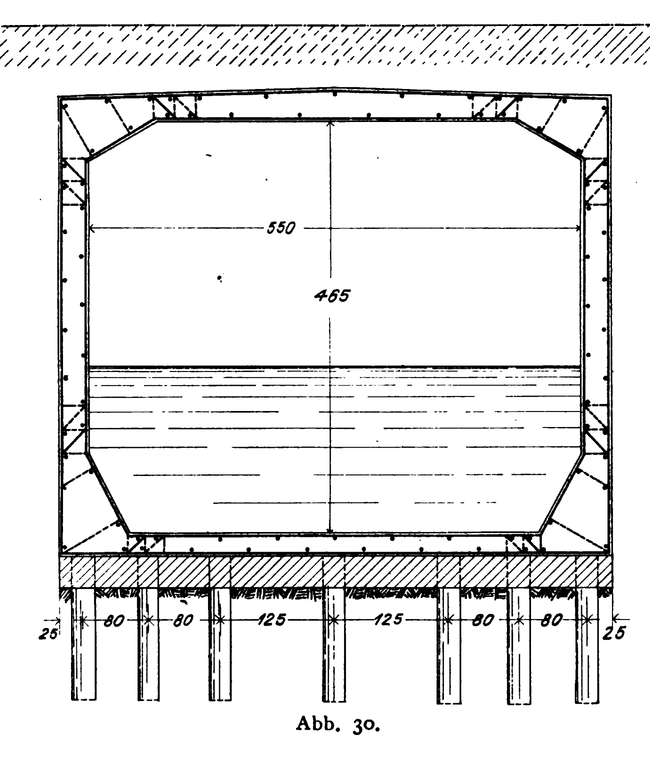


Abb. 30.

in bester Weise für Anlagen von Überdeckungen eignen: die Systeme Visintini und Möller. Die Abbildungen 34 bis 36 zeigen zunächst die

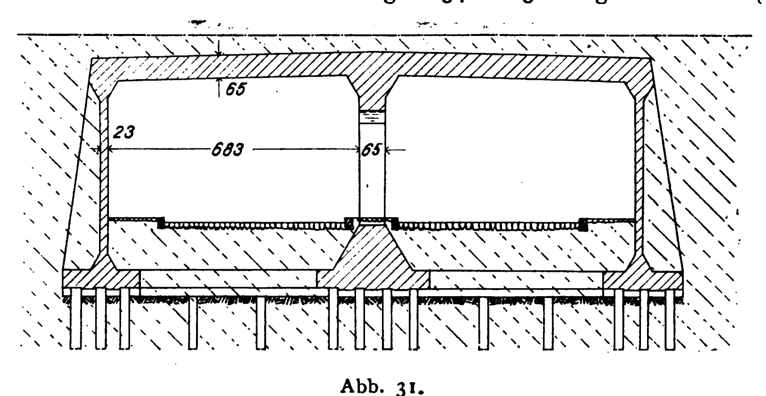


Abb. 31.

Eindeckung des Mühlgrabens zu Krakau durch Visintini-Gitterträger. Die lichte Weite beträgt 3 m. Die Träger sind nebeneinander gelegt und vollkommen gleichartig dimensioniert. Die Art und Weise des Versetzens

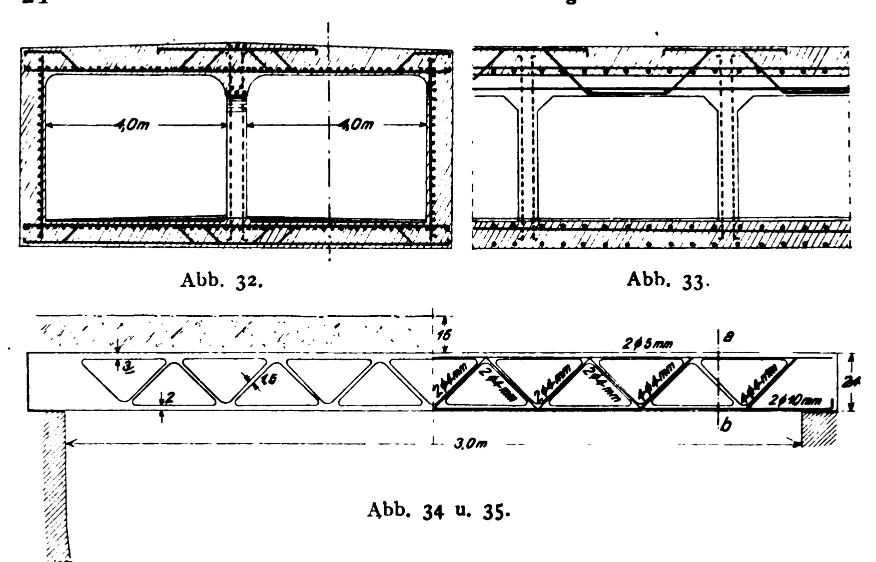


Abb. 32.

Abb. 33.

Abb. 34 u. 35.

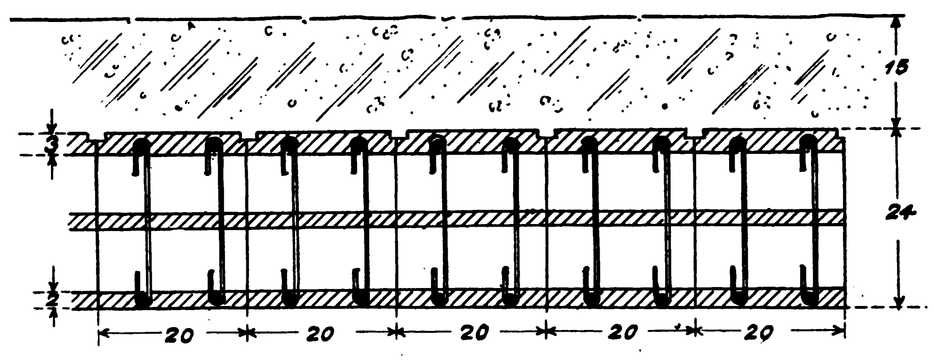




Abb. 36.

der fertigen Träger ist aus Abb. 36 ersichtlich. Der Fortfall jeglicher Schalung und der Umstand, daß die Träger fertig angeliefert und sofort



Abb. 37.



Abb. 38.

belastungsfähig sind, bedingt größte Zeit- und Personalersparnis. Trägerbreite = 20 cm; Konstruktionshöhe einschl. Druckverteilungsplatte = 24 cm,

Rechnungslast = 1000 kg/m². Über der Druckverteilungsplatte liegt eine in Magerbeton eingebettete Schotterschicht.[1])

Die im Jahre 1895 bezw. 1898 in Leipzig ausgeführte Pleißenüberbrückung (Abb. 37 bis 41) geschah nach System Möller.[2]) Die Gesamtlänge der Überbrückungen beträgt 133 + 285 m. Die vorhandenen Ufermauern dienten als Widerlager. Die Armierung der Rippen erfolgte durch Flacheisen 32 · 2,2 cm. Winkeleisen 80 · 80 · 12 sind quer aufgenietet, sodaß der Horizontalschub der Seilarmierung als Druckspannung auf die Platte übertragen wird. Ein Seitenschub auf das Mauerwerk findet also nicht statt. Die Deckplatte wird durch Walzeisen (I N.-P. 10), die recht-

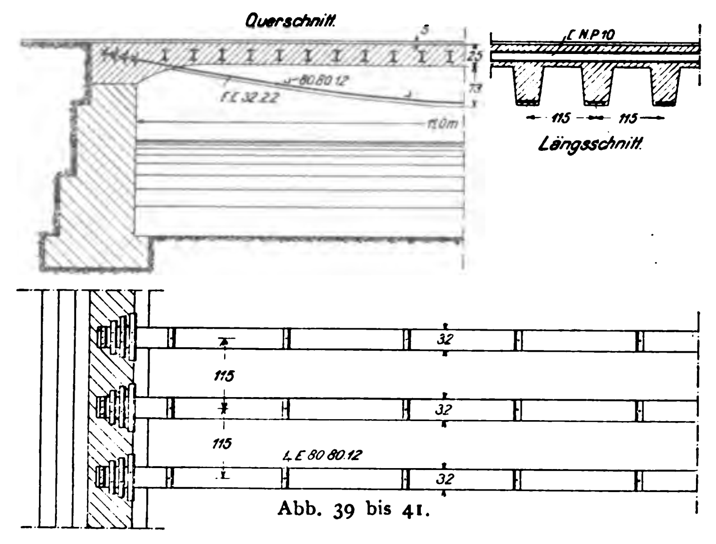


Abb. 39 bis 41.

winklig zu den Rippen liegen, armiert, sodaß die Wirkung von Einzellasten auf mehrere Rippengurte verteilt wird. Über der Deckplatte liegt eine Asphaltschicht. Die Probebelastung erfolgte durch eine Dampfwalze von 15,4 t Dienstgewicht. Die Kosten betrugen für 1 m² Fläche rd. 55 Mark.

Die Berechnung.

Der Gang der Entwurfsberechnung für einfache, beiderseits aufliegende Durchlaßplatten ist folgender:

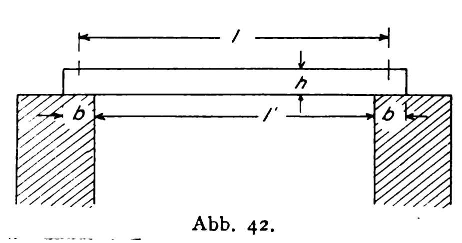


Abb. 42.

Gegeben sei die lichte Weite l'. Man wähle dann — je nach Spannweite und Belastung — die Plattenstärke h zu 0,15 — 0,40 m. Die in Rechnung zu setzende Stützweite ist nach den amtlichen Bestimmungen

$$l = l' + h$$

1) Über Herstellung, Verwendung und Berechnung der Visintiniträger vgl. Abschn. VI.

2) Ausgeführt von der Firma Rud. Wolle, Leipzig.

(vergl. Abb. 42). Für die Auflagerung der Platte nehme man

$$b \geqq h.$$

Die Überschüttungshöhe sei δ (vergl. Abb. 43 und 44) und das Gewicht der Überschüttung $= \gamma$ (gewöhnlich $= 2000$ kg/m³). Bezeichnet nun $\gamma_1 = 2400$ kg/m³ das Eigengewicht der armierten Betonplatte, so findet man die gesamte Eigengewichtsbelastung in kg/m²

$$g = \gamma \cdot \delta + \gamma_1 \cdot h.$$

Diese Belastung ist gleichmäßig auf l m verteilt, also

$$M_g = \frac{g \cdot l^2}{8}.$$

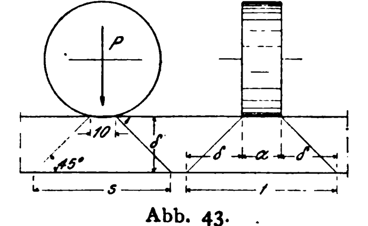


Abb. 43.

Was nun die Verkehrslast anlangt, so wirken bei kleinen Spannweiten stets konzentrierte Einzellasten ungünstiger als gleichmäßig verteilte Belastung durch Menschengedränge. Bezeichnet P die in Plattenmitte gestellte Lokomotiven- bezw. Walzenradlast, so ist

$$M_p = \frac{P \cdot l}{4}.$$

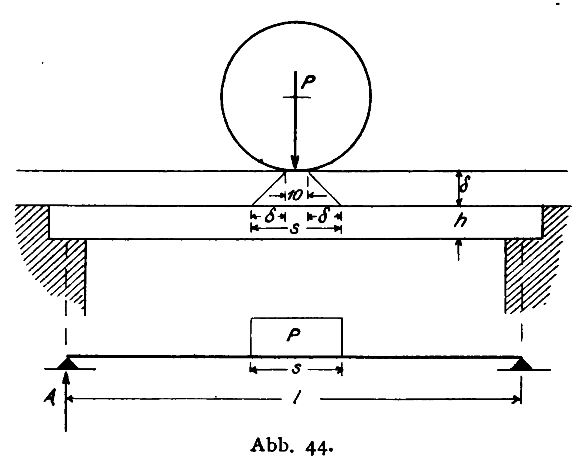


Abb. 44.

Nimmt man dagegen an, daß sich die Radlast gemäß Abb. 43 durch den Bettungskörper bis zur Betonplatte in Quer- und Längsrichtung unter einem bestimmten Winkel α (45° bis 60°) verteilt, so ist die Verteilungsfläche

$$F = s \cdot t.$$

Die Ermittlung der Größen von s und t ist aus obenstehender Abbildung ersichtlich. Bezeichnet a die Felgenbreite, 10 die Raddrucklänge in cm, und geschieht die Lastverteilung unter 45°, so ist

$$s = 10 + 2\delta$$
$$t = a + 2\delta.$$

Auf die Flächeneinheit kommt dann eine Belastung von

$$p = \frac{P}{s \cdot t} \text{ kg};$$

demnach wäre das Verkehrsmoment

$$M_p = \frac{p \cdot l^2}{8}.$$

Ist eine genügende Querarmierung durch Verteilungseisen vorhanden, so kann gemäß Abb. 44 folgendermaßen gerechnet werden:

$$s = 10 + 2\delta \text{ (wenn } \alpha = 45^\circ)$$

$$A = \frac{P}{2}.$$

Moment in Plattenmitte:

$$M_p = A \cdot \frac{l}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{s}{4}$$

$$M_p = \frac{P}{8}(2l - s).$$

Um Stoßwirkungen zu berücksichtigen, dürfte es sich empfehlen, den Wert für M_p um einen gewissen Grad zu erhöhen.

Das Gesamtmoment ist dann

$$M_{max} = M_g + M_p.$$

Die Ermittlung des erforderlichen Eisenquerschnitts erfolgt in gleicher Weise wie bei den Deckenkonstruktionen.[1])

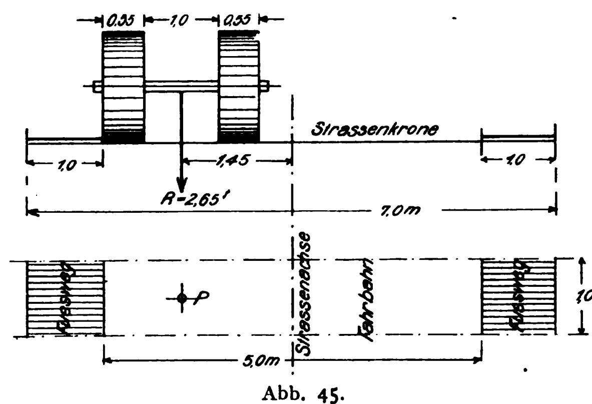


Abb. 45.

Bei einer über die ganze Länge der Durchlaßöffnung reichenden Platte lastet ein Räderpaar dann am ungünstigsten, wenn es dicht am Fußweg, also so weit als möglich von der Straßenlängsachse entferntgestellt wird. Die Straßenkrone habe beispielsweise eine Breite von 7 m. Rechnet man beiderseits je 1 m Fußsteig, so bleibt für die Fahrbahn eine Breite von 5 m. Die Walze ist dann gemäß Abb. 45 dicht an den Rand des Fußsteiges zu stellen. Die auf die Einheit der Plattenbreite wirkende Kantenpressung berechnet sich also zu

$$K = \frac{2 \cdot 6500}{7}\left(1 + \frac{6 \cdot 1{,}45}{7}\right) = 4165 \text{ kg/m}^2.$$

Nunmehr wird angenommen, daß dieser berechnete Wert $= P$ ist, und daß diese Einzellast P für einen Streifen von 1 m Breite zur Wirkung komme.[2])

[1]) Siehe Kersten, Eisenbetonbau I, 4. Auflage, Abschnitt IX.

[2]) „Die Verwendung von Eisenbetonplatten zur Überdeckung von Straßendurchlässen", Erlaß der Königl. bayerischen obersten Baubehörde, 1906.

Bei Eisenbahndurchlässen ist natürlich eine solche willkürliche Stellung der Lasten nicht möglich

Eine besondere Berechnung der Widerlagsmauern auf seitlichen Erddruck hat nur bei größerer Durchlaßhöhe H zu erfolgen. In allen anderen Fällen genügt die Erfahrungsformel

$$\text{Mauerdicke } d = 0{,}3 - 0{,}4\, H.$$

Der Erddruck kann graphisch oder analytisch ermittelt werden. Bei kleineren Durchlässen ist es statthaft, die Reibung zwischen Erde und Mauer zu vernachlässigen. Bei einem Böschungswinkel $\varphi = 37^\circ$ ist dann angenähert

$$\text{Erddruck infolge Hinterfüllung } E = \frac{1}{8}\gamma \cdot h^2$$

$$\text{,, \quad ,, \quad Überlast } E' = \frac{1}{4}\gamma' \cdot h$$

[E und E' beziehen sich auf 1 m Tiefe,
h = Mauerhöhe,
γ = Gewicht der Erde kg/m³,
γ' = Überlast in kg/m².]

Zu solchen Vereinfachungen in der Erddruckermittlung ist man bei Durchlässen umso eher berechtigt, als das Resultat zu ungünstig wird und andererseits die ganze Erddrucktheorie noch nicht allzu geklärt ist.

Die Fundamentplatten werden in der Weise berechnet, daß man sie auffaßt als Träger auf zwei und mehr Stützen mit gleichmäßig verteilter Belastung. Die Mauerwerkskörper bilden die Stützpunkte, und die gleichmäßig verteilte Bodenpressung ist die Belastung Q.[1]) Bei zwei Durchlaßöffnungen hat man es also mit positiven und negativen Momenten zu tun.

Beispiel 1:

Statische Berechnung eines Eisenbahndurchlasses mit zwei Öffnungen.[2])

(Abb. 46 bis 56).

I. Untersuchung der Deckplatte.

Der Durchlaß kreuzt die Eisenbahn unter einem Winkel von 15° 10'; doch ist die Platte senkrecht zur Richtung des Durchlasses gespannt. Lichte Weite der Öffnungen = 1,95 m.

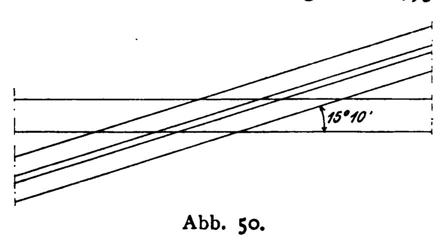


Abb. 50.

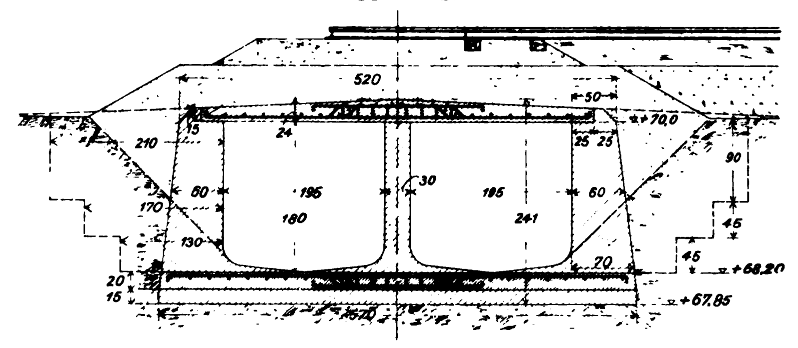
Denkt man sich nun senkrecht zur Durchlaßrichtung einen Streifen von 1 m Breite herausgeschnitten, so kommt als Verkehrslast für diesen Streifen der Achsdruck einer Maschine in Höhe von 20 t in Betracht (vergl. Seite 69).

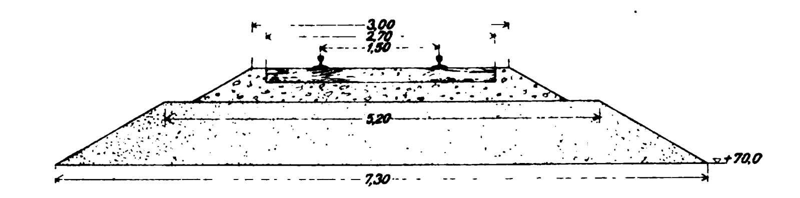
Unter der Annahme, daß

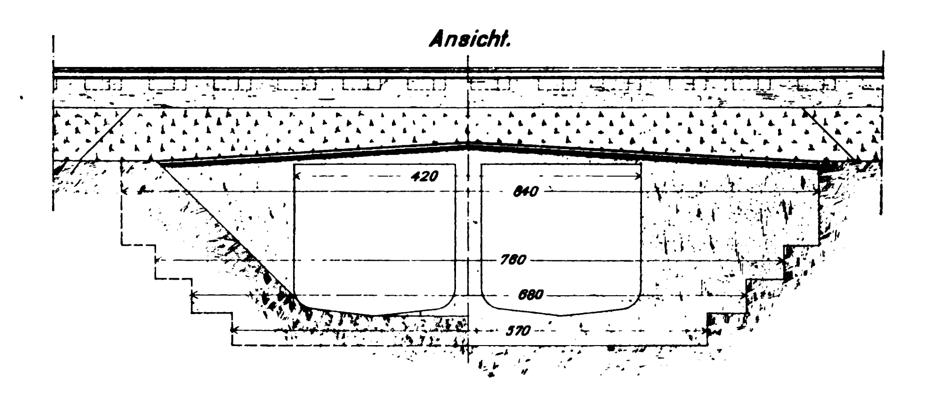
---

1) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau II. 2. Auflage, S. 57.

2) Überdeckung des Aalbaches in Dortmund, ausgeführt von der Firma Franz Schlüter, Dortmund.


Schnitt a b.
520
50
+70,0
15
24
25 25
210
90
30
60
196
196
60
170
180
241
45
130
45
20
+68,20
20
15
+67,85


3,00
2,70
1,50
5,20
+70,0
7,30


Ansicht.
420
840
760
680
570

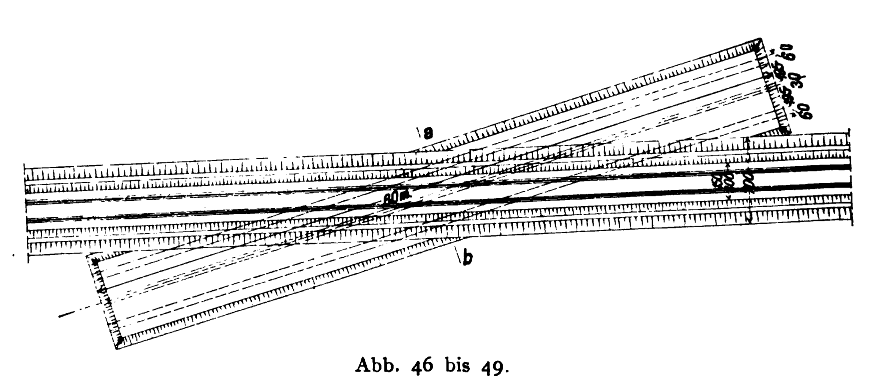

a
b

Abb. 46 bis 49.

sich dieser Achsdruck, sowohl der Länge als auch der Breite nach unter einem Winkel von 45° verteilt, wird gemäß Abb. 51 und 52 eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von

$$p = \frac{20000}{1{,}94 \cdot 3{,}35} = \text{rd. } 3080 \text{ kg/m}^2 \text{ erhalten.}$$

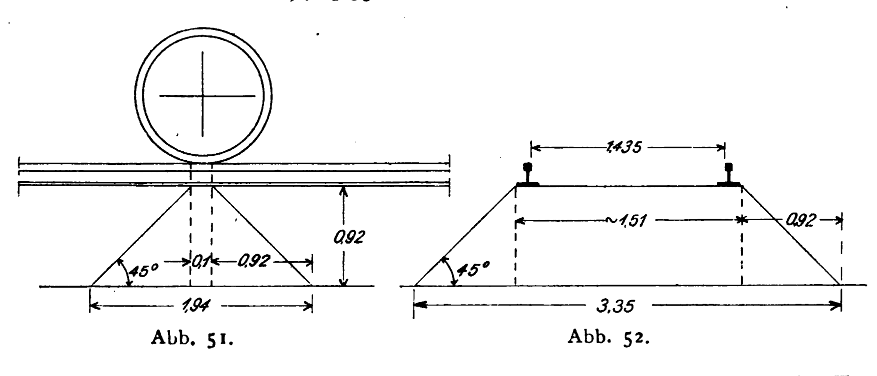


Abb. 51. Abb. 52.

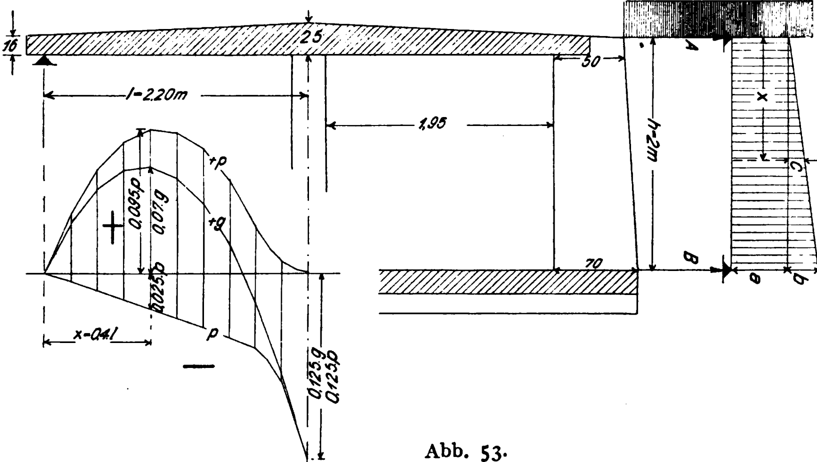


Abb. 53.

Die ständige Belastung setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht der Überschüttung $[1{,}3 - 0{,}15 - 0{,}23] \cdot 1600 =$ 1472 kg/lfd. m
Gleis . . . . = 28 „
Gewicht der projektierten Platte, im Mittel . = 560 „

zusammen $g =$ 2060 kg/lfd. m.

Die Platte ist berechnet als Balken auf drei Stützen. Das Maximalmoment zwischen den Stützen ist dann[1])

$$\frac{x}{l} = 0{,}4$$

[1]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau I, Anhang. In Abb. 53 ist $g = p = 1$ gesetzt.



$$M_g = + 0{,}07 \cdot 2060 \cdot 2{,}2^2 \cdot 100 = + \ 69\,800 \text{ cmkg}$$
$$M_p = + 0{,}095 \cdot 3080 \cdot 2{,}2^2 \cdot 100 = + \ 141\,700 \ \text{„}$$
$$M_p = - 0{,}025 \cdot 3080 \cdot 2{,}2^2 \cdot 100 = - \ 37\,300 \ \text{„}$$

Demnach beträgt das Maximalmoment

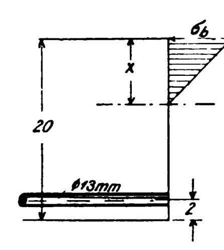


Abb. 54.

$$M = 69\,800 + 141\,700 = 211\,500 \text{ cmkg.}$$

Den erforderlichen Eisenquerschnitt findet man in folgender Weise:[1])

Gegeben ist $\sqrt{M} = \sqrt{211\,500} =$ rd. 460

Stabdurchmesser $d = 13$ mm
$h = 20$ cm
$a = 2$ „

Diese gegebenen Größen entsprechen einem bestimmten Koeffizienten K für $(h - a)$:

$$(h - a) = K \cdot \sqrt{M}$$

$$K = \frac{h - a}{\sqrt{M}} = \frac{20 - 2}{460} = 0{,}0391.$$

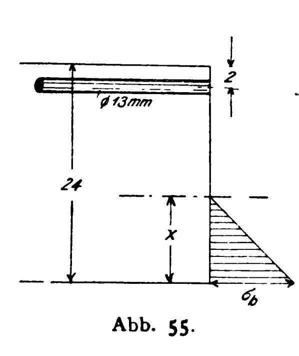


Abb. 55.

Der nächstliegende Koeffizientenwert in der Tabelle ist $K = 0{,}0390$, und zwar bei einem Spannungsverhältnis $\gamma = 25$. Dann ist das erforderliche

$$f_e = 0{,}0291 \cdot 460 = 13{,}39 \text{ cm}^2.$$

Es müssen also in 1 m Plattentiefe laut Rundeisentabelle 11 Stück Einlagen verwandt werden ($f_e = 14{,}63$ cm²).

Nachprüfung auf Grund der amtlichen Bestimmungen:

$$x = \frac{15 \cdot 14{,}63}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100\,(20 - 2)}{15 \cdot 14{,}63}} - 1\right] = 6{,}9 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 211\,500}{100 \cdot 6{,}9\,(18 - 2{,}3)} = \mathbf{39} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{211\,500}{14{,}63\,(18 - 2{,}3)} = \mathbf{920} \text{ kg/cm}^2.$$

Das Maximalmoment über der Stütze berechnet sich zu

$$M_g = - 0{,}125 \cdot 2060 \cdot 2{,}2^2 \cdot 100 = \ 124\,630 \text{ cmkg}$$
$$M_p = - 0{,}125 \cdot 3080 \cdot 2{,}2^2 \cdot 100 = \ \underline{186\,340 \ \text{„}}$$
$$\text{zusammen} = \sim 311\,000 \text{ cmkg.}$$

Die Platte soll über der Stütze den in Abb. 55 dargestellten Querschnitt erhalten. Den erforderlichen Eisenquerschnitt findet man folgendermaßen (vergl. die vorige Rechnung):

$$\sqrt{M} = 558$$

---

[1]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau I, 4. Auflage, Abschnitt IX.

$$K = \frac{24 - 2}{558} = 0{,}0394;$$

dann ist $\gamma = 25$, also

$$f_e = 0{,}0291 \cdot 558 = 16{,}24 \text{ cm}^2.$$

Es müssen also in 1 m Plattentiefe laut Rundeisentabelle 13 Stück Einlagen ($f_e = 17{,}29$ cm²) genommen werden.

Nachprüfung auf Grund der preußischen Bestimmungen:

$$x = \frac{15 \cdot 17{,}29}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{200 \cdot 22}{15 \cdot 17{,}29}} - 1\right] = 8{,}39 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 936 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Untersuchung der Widerlagsmauern.

Die Widerlagsmauern können als einfache Balken berechnet werden, deren beiderseitige Stützung durch die Deck- und Gründungsplatte erfolgt. Der größte Druck im Widerlagsmauerwerk wird erhalten, wenn die Hinterfüllung mit Verkehrslast belastet ist und der größte Auflagerdruck der Platte auf der Widerlagsmauer stattfindet.

Der größte Zug entsteht bei Belastung der Hinterfüllung mit Verkehrslast und kleinstem Auflagerdruck der Platte.

Zunächst sollen die Spannungen in der Widerlagsmauer infolge des Erddrucks und der Überlast ermittelt werden.

Belastung infolge Überfüllung 1,3 · 1600 .	=	2080 kg/m²
Belastung infolge Verkehrslast	=	3080 „
zusammen q	=	5160 kg/m².

Der Erddruck infolge der Überlast beträgt dann angenähert

$$E' = \frac{1}{4} \cdot q \cdot h = \frac{1}{4} \cdot 5160 \cdot 2{,}0 = 2580 \text{ kg für 1 m Tiefe}$$

und der Erddruck infolge der Hinterfüllung

$$E = \frac{1}{8} \cdot \gamma \cdot h^2 = \frac{1}{8} \cdot 1600 \cdot 2{,}0^2 = 800 \text{ kg für 1 m Tiefe.}$$

Die Belastung des Widerlagers setzt sich also zusammen aus einer Dreiecks- und einer gleichmäßig verteilten Belastung, ist demnach eine Trapezbelastung. Die Seitenlänge des Rechtecks beträgt (vergl. Abb. 53)

$$a = \frac{E'}{h} = \frac{2580}{2{,}0} = 1290 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

und die Seitenlänge des Dreiecks

$$b = \frac{2 \cdot E}{h} = \frac{2 \cdot 800}{2{,}0} = 800 \frac{\text{kg}}{\text{m}}.$$

Daraus bestimmt sich die Lage des gefährlichen Querschnitts der Mauer (Schwerpunkt der Trapezfläche) zu

$$x = \frac{2{,}0}{3} \cdot \frac{1290 + 2\,(1290 + 800)}{1290 + (1290 + 800)} = 1{,}08 \text{ m.}$$

Das Maximalmoment beträgt dann:

$$M_{max} = A \cdot x - \frac{a \cdot x^2}{2} - \frac{c \cdot x^2}{2 \cdot 3} = x\left[A - \frac{x}{2}\left(a + \frac{c}{3}\right)\right]$$

$$c = \frac{b \cdot x}{h} = \frac{800 \cdot 1{,}08}{2{,}0} = 432\ \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$A = \frac{a \cdot h}{2} + \frac{b \cdot h}{2 \cdot 3} = 1290 + \frac{800}{3} = 1557 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 1{,}08\,[1557 - 0{,}54\,(1290 + 144)] = \text{rd. } 850 \text{ mkg}$$
$$= \mathbf{85\,000\ cmkg.}$$

Im gefährlichsten Querschnitt hat die Mauer eine ungefähre Stärke von 60 cm, die Beanspruchung an dieser Stelle ist dann

$$\sigma' = \frac{M_{max}}{W} = \frac{85\,000 \cdot 6}{100 \cdot 60^2} = \pm 1{,}42 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Minimal-Auflagerdruck der Platte auf die Mauer berechnet sich zu[1])

$$+ 0{,}375 \cdot 2060 \cdot 2{,}2 = + 1699{,}5 \text{ kg}$$
$$- 0{,}0625 \cdot 3080 \cdot 2{,}2 = - 423{,}5 \text{ ,,}$$
$$\text{zusammen } 1276{,}0 \text{ kg.}$$

Das Gewicht des über der am ungünstigsten beanspruchten Fuge liegenden Betons berechnet sich zu

$$\frac{0{,}50 + 0{,}60}{2} \cdot 1{,}0 \cdot 200 = 1100 \text{ kg.}$$

Demnach beträgt der gesamte Normaldruck auf die gefährliche Fuge

$$1276 + 1100 = 2376 \text{ kg}$$

und die größte Zugbeanspruchung

$$\sigma_z = + 1{,}42 - \frac{2376}{60 \cdot 100} = + \mathbf{1{,}024} \text{ kg/cm}^2.$$

Der Maximalauflagerdruck beträgt

$$+ 0{,}375 \cdot 2060 \cdot 2{,}2 = 1699{,}5 \text{ kg}$$
$$+ 0{,}4375 \cdot 3080 \cdot 2{,}2 = 2964{,}5 \text{ ,,}$$
$$4664{,}0 \text{ kg}$$
$$\text{Eigengewicht der oberen Mauer} = 1100{,}0 \text{ ,,}$$
$$\text{zusammen } 5764{,}0 \text{ kg.}$$

Demnach beträgt die größte auftretende Druckbeanspruchung

$$\sigma_d = 1{,}42 + \frac{5764}{60 \cdot 100} = \mathbf{2{,}38} \text{ kg/cm}^2.$$

[1]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau I, Abschnitt XIII.

Der Seitendruck des Widerlagers gegen die Deckplatte war ermittelt zu

$$A = 1557 \text{ kg}.$$

Demnach beträgt die Beanspruchung des Betons durch diesen Normaldruck

$$\sigma = \frac{1557}{100 \cdot 20} = 0{,}78 \text{ kg/cm}^2.$$

Die gesamte Maximal-Druckbeanspruchung der oberen Platte beträgt demnach

$$39 + 0{,}78 = \text{rd. } \mathbf{40} \text{ kg/cm}^2,$$

wobei ungünstigerweise angenommen wurde, daß der Beton allein den Normaldruck aufnimmt.

3. Untersuchung der mittleren Mauer.

Der größte Auflagerdruck beträgt

$$-2 \cdot 0{,}625 \cdot (3080 + 2060) \cdot 2{,}2 = \text{rd. } 14200 \text{ kg}.$$

Bei einer Breite der Mauer von 30 cm berechnet sich dann die Beanspruchung des Betons an der Krone zu

$$\sigma_b' = \frac{14\,200}{30 \cdot 100} = 4{,}75 \text{ kg/cm}^2$$

und am Fuße zu

$$\sigma_b = \frac{14\,200 + 2000 \cdot 0{,}30 \cdot 1{,}70 \cdot 1{,}0}{30 \cdot 100} = \mathbf{5{,}1} \text{ kg/cm}^2.$$

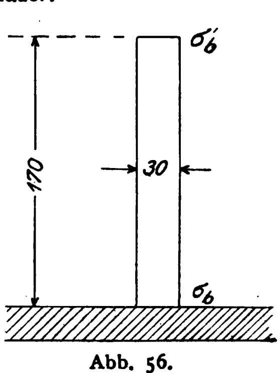


Abb. 56.

4. Untersuchung der Bodenplatte.

Die Belastung setzt sich zusammen aus

a) der Verkehrslast . . . . = 3080 kg/m²

b) der ständigen Last, bestehend aus dem Gewichte der Überschüttung . . . . . . = 1472 „

c) dem Gewichte der oberen Platte $0{,}23 \cdot 2400$ = 560 „

d) dem Gewichte des aufgehenden Mauerwerks

$$\frac{\left[1{,}7 \cdot 0{,}3 + 2 \cdot \frac{0{,}50 + 0{,}70}{2} \cdot 2\right] \cdot 2000}{100\,(0{,}7 + 1{,}95 + 0{,}3 + 1{,}95 + 0{,}7)} = 1040 \text{ „}$$

e) dem Zuschlag für Vouten . . . . = 128 „

zusammen 3200 kg/m².

Das Maximalmoment zwischen den Stützen berechnet sich zu

$$\frac{x}{l} = 0{,}4$$

$$M_g = +0{,}07 \cdot 3200 \cdot 2{,}2^2 \cdot 100 = +108\,400 \text{ cmkg}$$

$$M_p = +0{,}095 \cdot 3080 \cdot 2{,}2^2 \cdot 100 = +141\,600 \text{ „}$$

$$M_p = -0{,}025 \cdot 3080 \cdot 2{,}2^2 \cdot 100 = -37\,300 \text{ „}$$

Also ist das Maximalmoment

$$M_{max} = 108\,400 + 141\,600 = 250\,000 \text{ cmkg}.$$

Die Entwurfsrechnung vollzieht sich hier in gleicher Weise wie bei der Deckplatte.

$$\text{Gegeben: } \sqrt{M} = 500$$
$$d = 13 \text{ mm}$$
$$h = 22 \text{ cm}$$
$$a = 2 \text{ ,,}$$

Dann ist

$$K = \frac{h-a}{\sqrt{M}} = 0{,}04$$

$$f_e = \frac{0{,}0228 + 0{,}0291}{2} \cdot \sqrt{M}^{1)} = 0{,}026 \cdot 500 = 13 \text{ cm}^2.$$

Es sind also in 1 m Plattentiefe laut Rundeisentabelle 10 Stück Einlagen zu verwenden. Aus praktischen Gründen sollen 11 Stück (wie in der Deckplatte) genommen werden.

Nachprüfung auf Grund der preußischen Bestimmungen:

$$x = \frac{15 \cdot 14{,}63}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{200 \cdot 20}{15 \cdot 14{,}63}} - 1\right] = 7{,}4 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 250\,000}{100 \cdot 7{,}4 \left(20 - \frac{7{,}4}{3}\right)} = 39 \text{ kg/cm}^2.$$

Hierzu kommt noch die Druckspannung infolge Seitendrucks des Widerlagers gegen die Grundplatte (Abb. 53):

$$B = \frac{2580}{2} + \frac{2}{3} \cdot 800 = 1960 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{1960}{100 \cdot 22} = 0{,}9 \text{ kg/cm}^2.$$

Die gesamte Druckbeanspruchung des Betons beträgt also

$$\sigma_b = 39 + 0{,}9 = \sim \mathbf{40} \text{ kg/cm}^2.$$

Beanspruchung des Eisens:

$$\sigma_e = \frac{250\,000}{14{,}63 \left(20 - \frac{7{,}4}{3}\right)} = \sim \mathbf{980} \text{ kg/cm}^2.$$

Das Maximalmoment unter der Mittelwand berechnet sich zu

$$M_{max} = -0{,}125\,[3200 + 3080] \cdot 2{,}2^2 \cdot 100 = 380\,000 \text{ cm/kg}.$$

Man findet in gleicher Weise wie oben, den erforderlichen Eisenquerschnitt für 1 m Tiefe zu

$$f_e = \sim 0{,}024 \cdot 617 = 14{,}8 \text{ cm}^2.$$

Es werden — wie in der Deckenplatte — 13 Stück Einlagen $d = 13$ mm Durchmesser genommen.

$$x = \frac{15 \cdot 17{,}29}{100} \left[\sqrt{\frac{200 \cdot 25}{15 \cdot 17{,}29}} - 1\right] = 8{,}82 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

---

1) Zu interpolieren zwischen $\gamma = 30$ und 25.

5. Ermittlung des Bodendrucks.

Der größte Auflagerdruck der Platte betrug . . . = 4664 kg

Gewicht des Mauerwerks $= \sim \frac{0{,}54 + 0{,}75}{2} \cdot 2{,}35 \cdot 2000 = 2938$ „

zusammen = 7602 kg.

Der größte auftretende Bodendruck unter den Seitenmauern beträgt dann

$$\sigma = \frac{7602}{75 \cdot 100} = 1 \text{ kg/cm}^2.$$

Größter Auflagerdruck der Platte auf die Mittelwand . . . = 14 200 kg
Eigengewicht der Wand $2000 \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}7 \cdot 1{,}0$ . . . . = 1 020 „
Eigengewicht des unter der Wand liegenden Teiles der Bodenplatte $0{,}58 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}45 \cdot 2400$ . . . . = 630 „

zusammen = 15 850 kg.

Der größte auftretende Bodendruck unter der Mittelwand beträgt dann

$$\sigma = \frac{15\,850}{58 \cdot 100} = 2{,}74 \text{ kg/cm}^2.$$

In Wirklichkeit werden die Resultate noch günstiger, da sich der Druck durch den Beton der Fundamentplatte unter einem Winkel von 45° verteilt.

III. Brückentafeln auf eisernem Tragwerk.

Vielfach verwendet man den armierten Beton zur Herstellung der Brückenfahrbahn bei eisernen Tragekonstruktionen, und zwar als Ersatz für Zoreseisen, Buckelplatten, Wellblech und sonstige Zwischenkonstruktionen. Eisenbeton bietet in solchen Fällen ganz beträchtliche Vorteile den sonst üblichen Fahrbahnanordnungen gegenüber, zumal auch eine einheitliche zusammenhängende Oberfläche geschaffen wird, die dem Verkehr von besonderem Nutzen ist. Die armierten Tafeln werden nicht so schnell abgenutzt, halten also auch länger. Außerdem ersparen sie in vielen Fällen die Anordnung besonderer Querversteifungen, da sie mit der tragenden Konstruktion in innigster Weise zusammenhängen.

Die Ausführung selbst entspricht ganz der unserer üblichen, nach Monierart armierten Deckenkonstruktionen: man verwendet Netze aus Trag- und Verteilungseisen und legt diese so in den Betonkörper ein, daß die Tragstäbe die auftretenden Zugspannungen aufnehmen können. Neben dem Rundeisen kommt vor allem das Streckmetall für die Armierung in Frage. Bügel können in den meisten Fällen fortbleiben.

Will man sich die teure und zeitraubende Schalung ersparen, so können Platten in Breite der Trägerentfernung fabrikmäßig hergestellt und in abgebundenem Zustande an Ort und Stelle verlegt werden. Sie sind in der Regel mit Falz versehen und werden nach dem Verlegen mit Zement gedichtet (Abb. 57 und 58). Die Montage ist eine sehr einfache und geht schnell von statten. Abb. 59 zeigt eine Befestigung der auf den

Trägerflanschen gelagerten Platten durch 1 cm starke Klammereisen, wie solche beim norwegischen Straßenbau üblich ist. Die Plattenstärke ist hier 6 cm. Auf die Platten wird eine Schutzdecke aus Lehm und Kies aufgebracht.

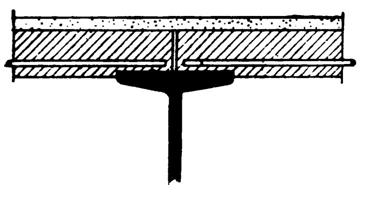


Abb. 57.

Abb. 60 und 61 zeigen Quer- und Längsschnitt einer Eisenbahnbrücke. Die Hauptbalken sind Blechträger und die Querträger I-Eisen. Die gesamte Fahrbahnkonstruktion bildet eine Mulde, welche zur Aufnahme des Bettungskörpers dient. Die Platte geht kontinuierlich über sämtliche Querträger hinweg.

Nach Abb. 62 erfolgt der Anschluß der Platte an die Querträger in Voutenform. Man erzielt auf diese Weise einen besseren Schutz der Träger gegen Rostbildung und eine kräftige Versteifung der ganzen Brückenkonstruktion.

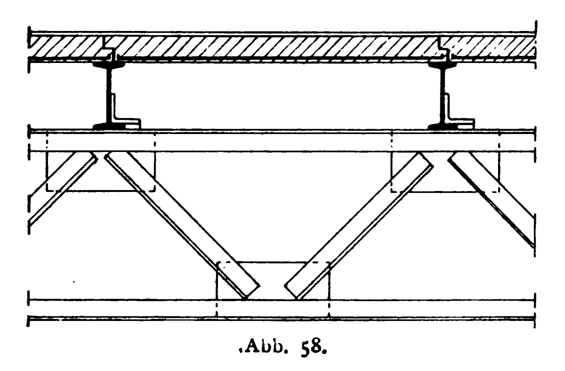


Abb. 58.

Eine in den Abb. 63 bis 67 zur Darstellung gebrachte Wegbrücke, eine Ausführung der Akt.-Ges. für Beton- und Monierbau, Berlin, zeigt die Verwendung von Voutenplatten. Über der Betonoberfläche liegt eine 10 cm starke Sandschicht; dann folgt 15 cm Packung und darauf schließlich 10 cm Kleinschlag. Es sind 4 Walzträger angeordnet, von denen die beiden mittleren am höchsten sind.

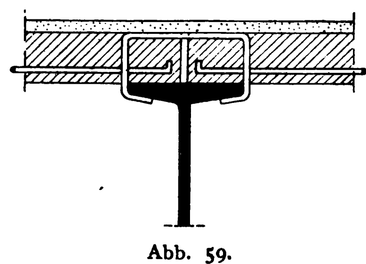


Abb. 59.

Von derselben Firma stammt die Straßenbrücke über die Wublitz bei Uetz (Abb. 68 bis 71). Es ist eine Blechträgerbrücke von 15,70 m Spannweite. Die Fahrbahntafel wird durch Koenensche Voutenplatten gebildet. Plattenstärke 25 cm. Besonders bemerkenswert ist die Ver ankerung der Widerlagerflügel durch einbetonierte I-Träger. Mischungsverhältnisse: Widerlager 1 : 10, Fahrbahnplatte 1 : 4.

Anwendungen des Streckmetalls zeigen die Abb. 72 und 73.

Bei breiten Straßenbrücken wird größtenteils eine schwere Fahrbahn mit Moniergewölbe notwendig, während für die Fußwege leichtere Plattenkonstruktionen genügen. Die Gewölbe können entweder von Querträger zu Querträger, also in Richtung der Brückenachse (Abb. 74, 75 und

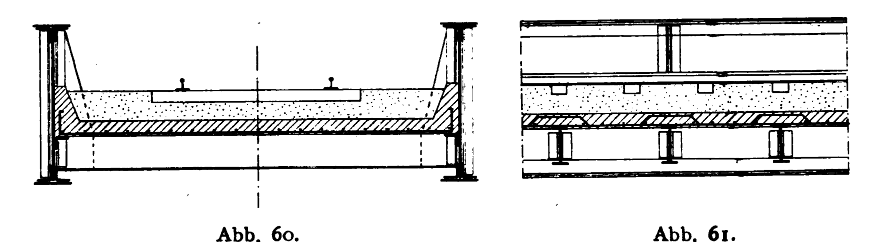


Abb. 60. Abb. 61.

76) oder von Längs- zu Längsträger gespannt sein (Abb. 77). Vorteilhafter ist wohl die erstere Anordnung, die auch größere Spannweiten erlaubt, und die in den meisten Fällen Längsträger unnötig macht. Die wagerechte Abdeckung erfolgt durch leichten Bims- oder Schlackenbeton. Die Gewölbe sind in der Regel einfach armiert und können bis 5 m Spannung erhalten. Stich 1 : 10. Sie stützen sich zumeist auf die unteren Trägerflanschen und hüllen so die Eisen voll-

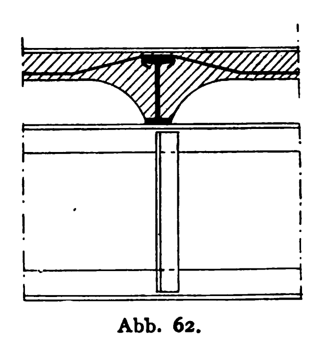


Abb. 62.

Schnitt a-b.

Schnitt c-d.

Schnitt e-f.

Ansicht.

Grundriss.

Abb. 63 bis 67.



kommen ein. Nach Abb. 80a erfolgt die Stützung in Trägermitte, nach Abb. 80b am Obergurt. Derartige gewölbte Fahrbahntafeln werden

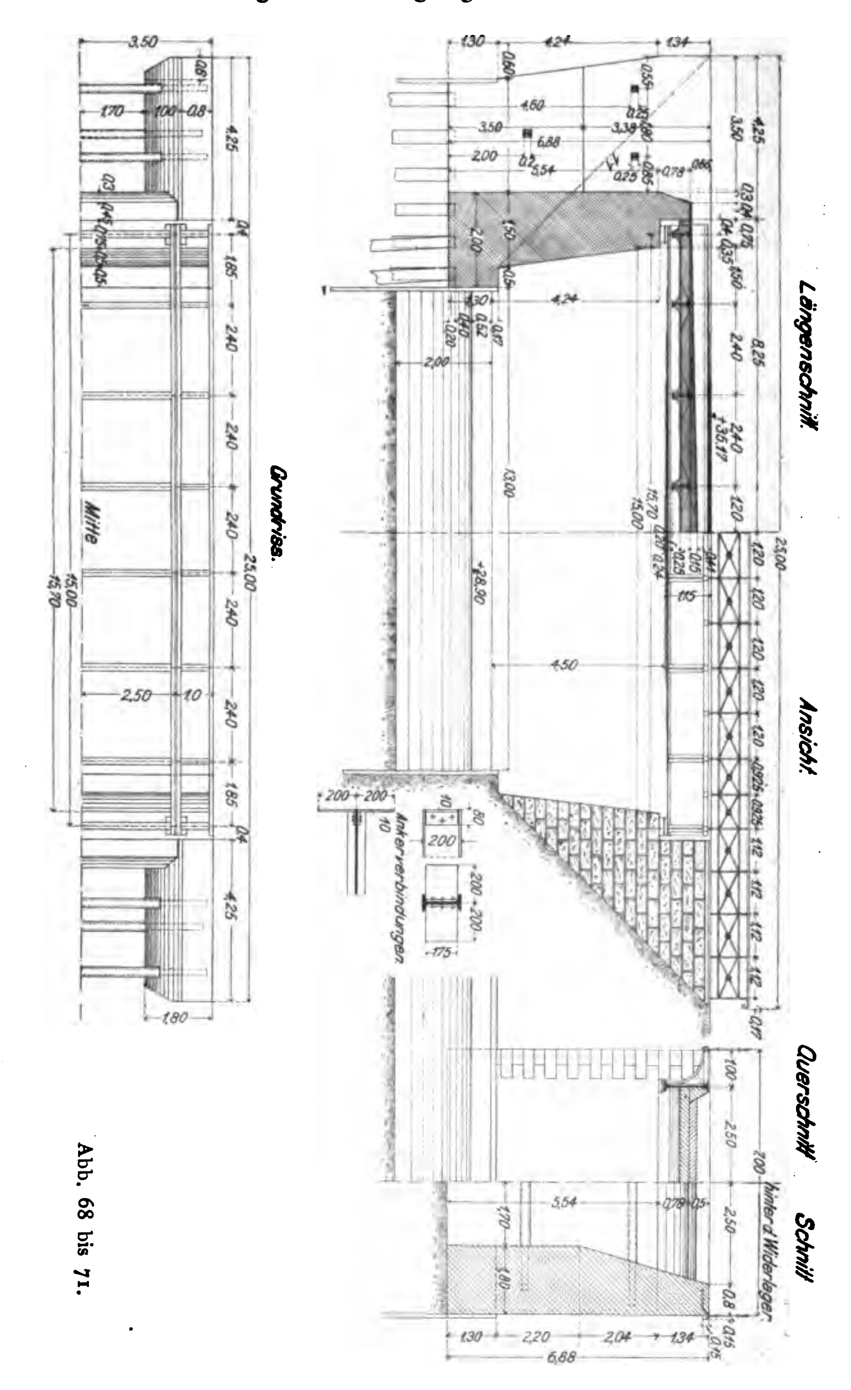


Abb. 68 bis 71.

Abb. 72.

Abb. 73.

Abb. 74.

Abb. 75.

Abb. 76.

besonders von der Akt.-Ges. für Beton- und Monierbau, Berlin, ausgeführt Durchschnittspreise sind:

Fußsteigplatten:

Spannweite 0,90 bis 2 m: 6 bis 7,50 Mk./m²,

Fahrbahngewölbe:

Spannweite	1,50	bis	2 m:	7	bis	9,00	Mk./m²
„	2,00	„	4 „:	8	„	10,50	„
„	4,00	„	6 „:	10	„	13,50	„

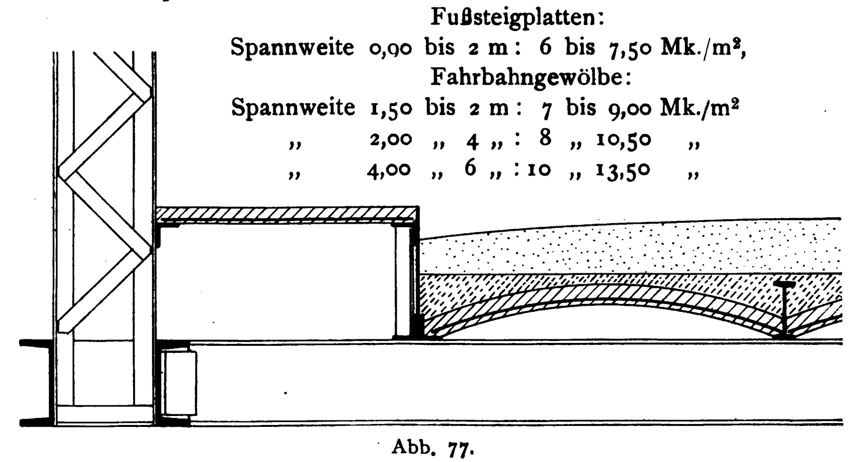


Abb. 77.

Abb. 78 zeigt Querschnitt im Scheitel und Einrüstung, Abb. 79 den Längsschnitt der Fahrbahn der neuen Mont-Blanc-Brücke in Genf.[1]) Die Brücke besteht aus 7 Blechträgern mit Quer- und Längsträgern zwischen den 2,92 m voneinander entfernten Hauptträgern. Die armierte Fahrbahn ist zwischen Haupt- und Längsträger gespannt.

Eine amerikanische Ausführung eines Brückenbelages in Eisenbeton (Chikago-, Burlington und Quincy-Eisenbahn) ist aus Abb. 82 ersichtlich.[2]) Gesamtbreite des Bettungskörpers = 7,52 m. Die Armierung der Platte erfolgt durch Rundeisen von 13 mm Durchmesser.

Eiserne Brücken, die den Anforderungen der Neuzeit nicht mehr genügen, können in der Weise durch Eisenbetonkonstruktionen ersetzt werden, daß man alle Querträger fortnimmt und statt dieser armierte Platten spannt. Auf diese Weise kann man bei Brückenerneuerungen bedeutende wirtschaftliche Vorteile erzielen. Ist das Eisenmaterial durch Rost schon sehr geschwächt, so dürfte es sich empfehlen, in den Zuggurten noch besondere Einlagen vorzusehen. In Amerika sind derartige Brückenerneuerungen schon

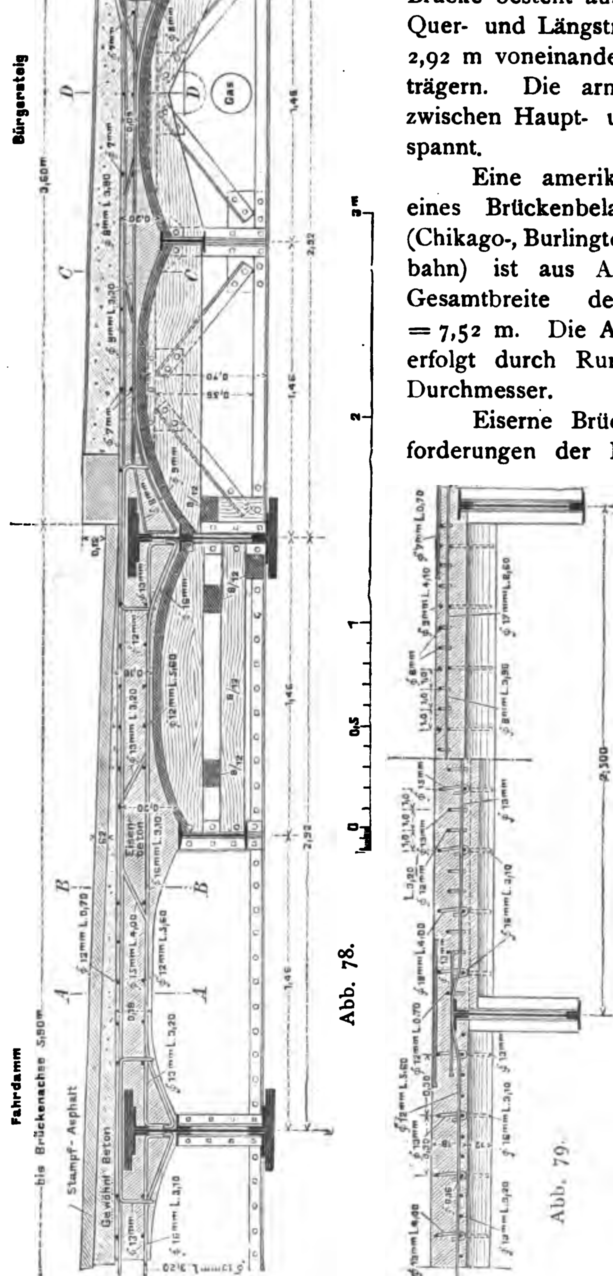


Abb. 78.

Abb. 79.

[1]) Vergl. „Beton u. Eisen" 1905, S. 16.
[2]) Vergl. „Beton u. Eisen" 1905, S. 222.

vielfach ausgeführt worden. Die Abb. 81 a und 81 b zeigen Beispiele solcher Ausführungen, einmal mit Fußsteig und das andere Mal mit Geländeranschluß.

IV. Plattenbrücken.

Die Plattenbrücken unterscheiden sich nur insofern von den Durchlaßabdeckungen, als sie freiliegen und keine Überschüttung aufweisen.

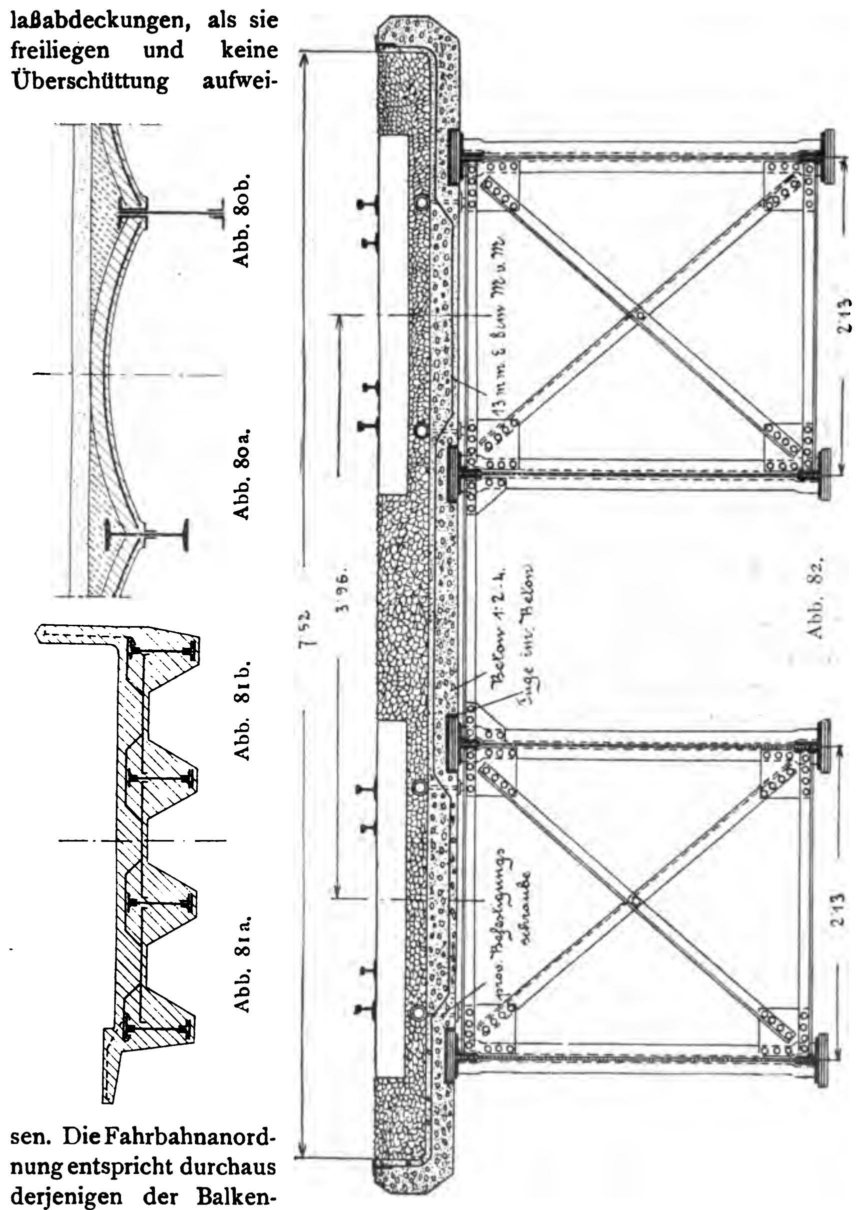


Abb. 80 b. Abb. 80 a. Abb. 81 b. Abb. 81 a. Abb. 82.

Die Fahrbahnanordnung entspricht durchaus derjenigen der Balkenbrücken, ebenso die Art der Wasserabführung und der Isolierung. Durchschnittlich kann für Eisenbahnbrücken 1,5 m, für Straßenbrücken 3 bis 4 m

und für Fußstege 5 m als Grenzwert der Spannweite angenommen werden. Bei größeren Spannweiten würde das Eigengewicht unverhältnismäßig schnell anwachsen, weshalb aus wirtschaftlichen Gründen dann vorteilhafter Balkenbrücken zu verwenden sind. Die Armierung kann eine einfache und doppelte sein; die Berechnung der Druck- und Zugspannungen erfolgt in gleicher Weise wie bei den Durchlaßplatten.

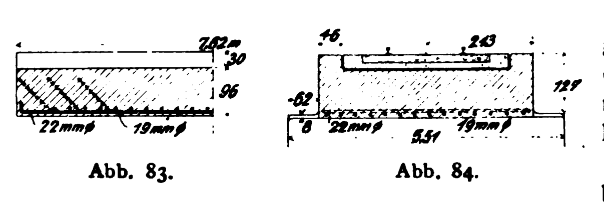


Abb. 83. Abb. 84.

Bei Fußgängerbrücken genügt eine einfache Platte mit seitlichem Geländer. Bei Straßen- und Eisenbahnbrücken wird das erforderliche Schotterbett durch seitliche Bordwände hergestellt, die gleichzeitig eine leichte Anbringung des Geländers gestatten. Es ist vorteilhaft, die Geländerpfosten einzustampfen, damit ein späteres Stemmen der erforderlichen Löcher vermieden wird. Seitliche Fußstege können dünner

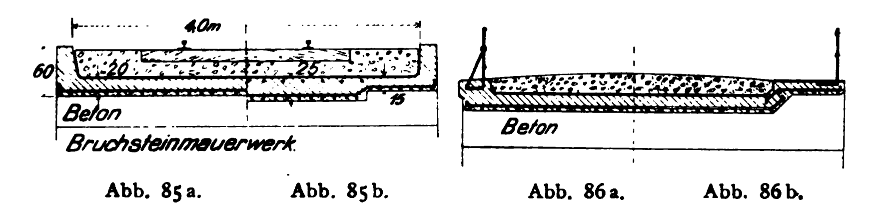


Abb. 85a. Abb. 85b. Abb. 86a. Abb. 86b.

hergestellt und zur Schaffung des Schotterbettes höher gelegt werden, als die eigentliche Fahrbahn.

Man kann für die Armierung auch Walzträger verwenden und die Plattenbrücke gemäß Abb. 25 konstruieren.

Bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken empfiehlt es sich, in Plattenmitte eine Dilatationsfuge vorzusehen. Die Abb. 83 und 84 zeigen eine amerikanische Ausführung.[1]) Die außerordentlich große Spannweite von ungefähr 7 m wird gerechtfertigt durch die ebenso außergewöhnliche Plattenstärke von fast 1 m. Derartige Plattenbrücken dürften kaum einen wirtschaftlichen Nutzen bieten. In solchen Fällen sind Balkenbrücken wohl mehr am Platze.

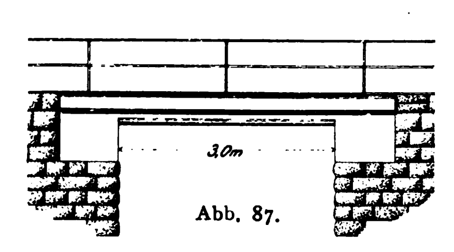


Abb. 87.

Andere Plattenausführungen sind aus den Abb. 85a und 85b (Eisenbahnbrücke), 86a, 86b und 87 (Straßenbrücke) ersichtlich. Schließlich sei auch auf Abb. 31 zurückverwiesen, eine Tunnelausführung der „Amsterdamsche cementijzer fabriek".

[1]) Cave Hollow Viaduct, Railroad Gazette, 1906.

V. Balkenbrücken.

A. Einfache Balkenbrücken mit oben liegender Fahrbahn.

Die Ausführung.

Balkenbrücken in Eisenbeton werden für Spannweiten von ungefähr 5 bis 15 m angewandt und bieten in diesen Grenzen den eisernen Blechträgern gegenüber trotz des größeren Eigengewichts ganz bedeutende wirtschaftliche Vorteile. Bei kleineren Spannweiten würden zumeist Plattenkonstruktionen ausreichend sein, während bei größeren Weiten Gewölbeformen und kontinuierliche Systeme mehr in Frage kommen. Die Anordnung der armierten Betonbrücken entspricht durchaus derjenigen der eisernen Brücken: es werden die Hauptträger von Widerlager zu Widerlager gelegt und durch eine feste Fahrbahnkonstruktion steif miteinander verbunden. Ist die Konstruktionshöhe eine beliebige, so spannt man die Fahrbahnplatte quer über die Hauptträger. Andernfalls kann man die Fahrbahn versenken, d. h. so einspannen, daß sie in Höhe der Trägeruntergurte zu liegen kommt.

Vorteilhaft ist eine leichte Wölbung (ungefähr 2 vH.) der Fahrbahn in Quer- und Längsrichtung, damit das durch die Bettung eingesickerte Wasser allseits abfließen kann. Dieses Wasser wird dann entweder nach den Widerlagern in der Richtung der Brückenaxe fortgeführt, wo es versickert, oder man sorgt für Wasserschlitze und Abfallrohre. Seitliche Mulden werden in gleicher Weise angeordnet wie bei anderen Brücken. Die Wölbung selbst wird entweder durch die Fahrbahnglätte allein, oder durch eine besondere Betonunterlage hergestellt. Andernfalls hätte man stets den Nachteil, die Chaussierung oder den Asphaltüberzug nicht in gleicher Höhe durchführen zu können.

Zum Schutze des Betons gegen eindringendes Wasser verwendet man am besten Asphalt mit Blei- oder Filzeinlagen, welche durch eine besondere Betonmörtelschicht gegen mechanische Zerstörung durch den Bettungskörper zu schützen ist. Stets muß die Isolierung eine derartige sein, daß sie imstande ist, Bewegungen der Brückenkonstruktion mitzumachen, ohne dabei rissig zu werden.

Beim Oberbau der **Straßenbrücken** unterscheidet man — wie im Straßenbau — die Unterbettung und die daraufliegende eigentliche Fahrbahn. Die Unterbettung muß dicht genug sein, um eine gleichmäßige Übertragung von Einzellasten auf die Brückenkonstruktion zu gewährleisten. Man verwendet Kies, groben Sand, Schotter usw. Unterbettungen aus Zement- oder Asphaltbeton haben den besonderen Vorzug der Wasserundurchlässigkeit. Außerdem verhüten sie ein Senken der Steine. Als zweckentsprechende Mischungen haben sich bewährt:

für Zementbeton: 1 Teil Zement + 2 bis 3 Teile Sand + 4 bis 6 Teile Kies oder Schotter,

für Asphaltbeton: 1 Teil Schotter oder grober Kies + $^1/_2$ Teil Teerasphalt.

Die Unterlage ist schließlich mit einer Mörtelschicht abzuglätten. Was die Auswahl der Fahrbahnmaterialien anlangt, so müssen teils praktische, teils wirtschaftliche Gesichtspunkte berücksichtigt werden. Man muß auch

unterscheiden zwischen Brücken in vornehmer Stadtgegend und solchen für Verkehrsstraßen. Hier würde sich die geräuschlose Asphaltbahn, dort ein kräftiges und widerstandsfähiges Pflaster aus Stein empfehlen. Bei wenig gebrauchten, von industriellem Verkehr abgelegenen Landstraßenbrücken genügt zumeist schon ein billiges Steinschlagpflaster aus Granit oder Basalt. Bordschwellen müssen zur Festhaltung des Steiges und der Rinne gehörig in die Unterbettung eingreifen. Man kann auch auf besondere Bordsteine verzichten, muß dann aber die Betonkanten durch Flach- oder Winkeleisen gemäß Abb. 88, 89 gegen Stöße schützen. Eine Entwässerung unter Benutzung besonderer, künstlich hergestellter Rinnensteine (aus natürlichem Stein oder Zement) ist aus Abb. 121, 122 ersichtlich. Abb. 90 zeigt eine Fahrbahn aus natürlichen Steinen, wie sie für Straßenbrücken sehr üblich ist. Die Steine haben 18 cm Höhe und ruhen auf einer 5 cm starken Sandbettung. Um die Bahn für Wasser undurchlässig zu machen, sind die Fugen des Steinpflasters mit Asphalt ausgefüllt. Reihensteine sind der engen Fugen wegen vorteilhafter als Kopfsteine. Der Bordstein ist nach Abb. 90 in den Beton eingelassen. Statt der natürlichen Steine können auch künstliche genommen werden. Insbesondere empfiehlt sich Klinkerpflaster mit Steinform 23 · 5 · 11.

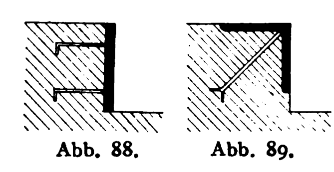
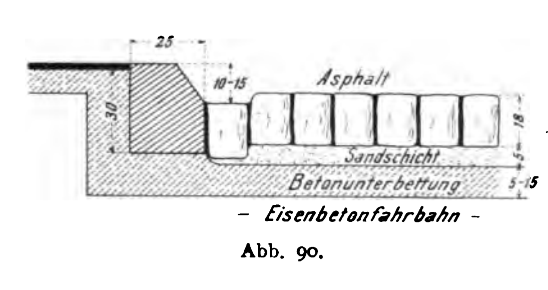


Abb. 88. Abb. 89.



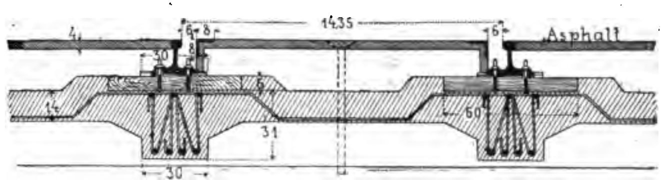
– Eisenbetonfahrbahn –

Abb. 90.

Bei größeren Brückensteigungen verwendet man mit Vorliebe den Stampfasphalt. Er bietet eine geräuschlose und widerstandsfähige Bahn, deren Reinigung schnell von statten geht. Die Stärke der Asphaltschicht beträgt durchschnittlich 5 cm; die Kosten belaufen sich auf rund 11 bis 15 Mk. für 1 m². Als Unterbettung nimmt man für gewöhnlich eine 8 bis 15 cm starke Zementbetonschicht 1 : 2 : 4 oder 1 : 3 : 6 mit einer 2 cm dicken Zementmörtelabgleichung 1 : 2. Weiterhin empfehlen sich die Asphaltplatten (ebenfalls 5 cm stark, Format $^{25}/_{25}$, $^{25}/_{20}$ oder $^{10}/_{20}$), welche unmittelbar auf dem Beton oder auf Zementmörtel im Verbande verlegt werden. Asphaltbeton oder Pechmakadam verlangt eine Schotterunterlage und darauf eine 8 cm starke Schicht von Kleinschlag und Asphaltpulver. Beton- oder Zementpflaster ist zwar billig, aber geräuschvoll, schlecht auszubessern und nicht so elastisch wie Asphalt. Wie aus Abb. 105 ersichtlich, liegt inmitten der ungefähr 15 cm starken Betonschicht eine Knacklage in Zement 1 : 3. Holzpflaster aus imprägniertem Kiefern- oder Tannenholz vermindert das Gewicht des Oberbaues in hohem Maße, ist elastisch, geräuschlos und trocknet sehr gut aus. Ein Nachteil ist allerdings seine geringe Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Zerstörung. Die Unterbettung besteht zumeist aus einer 10 bis 15 cm starken Beton-

schicht 1 : 7 bis 1 : 8. An den Rinnsteinen sind Ausdehnungsfugen vorzusehen.

Für Fußgängerbrücken und Fußstege von Straßenbrücken empfiehlt sich in erster Linie der Gußasphalt auf einer etwa 10 cm starken



Betonschicht mit dazwischenliegender Zementmörtellage. Ein derartiges Pflaster erfordert geringe Unterhaltungskosten, ist elastisch und rauh, läßt sich leicht ausbessern und bietet ein gutes Aussehen. Vielfach werden auch Zementplatten 10 cm stark, auf einer ebenfalls 10 cm starken Kiesschicht verwandt, ebenso Mosaik und schließlich auch Klinker in Kalkmörtel oder in Sand. Für Park- und andere Luxusbrücken kommt wohl noch Kies in Frage. Den Abschluß der Fußstege gegen die eigentliche Fahrbahn bilden in der Regel Bordsteine aus Granit oder Basaltlava, welche, um ein Lockern oder Kippen zu vermeiden, nach der Fahrbahn hin abzuschrägen sind. Gewöhnliche Höhe 30 cm, Breite 30 bis 40 cm und Länge 1 bis 2 m (vergl. Abb. 90).

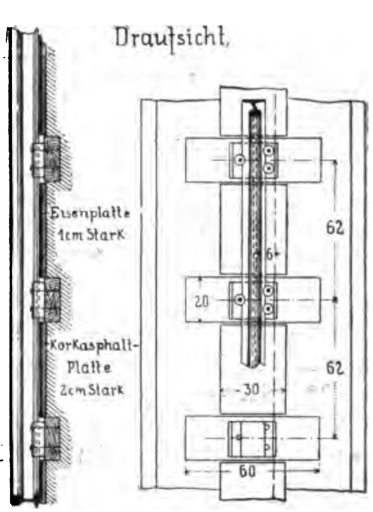


Abb. 91 bis 93.

Bei Eisenbahnbrücken ist für gewöhnlich ein regelrechtes Schotterbett vorgesehen, in welches die hölzernen Querschwellen eingebettet werden. Die Wasserisolierung erfolgt am besten mit Asphaltfilzplatten. Durch einen solchen Oberbau wird ein elastisches Polster hergestellt, welches Erschütterungen der Brücke durch die dynamischen Wirkungen verhindert. Man hat auch, wie Abb. 127 zeigt, hölzerne Langschwellen angewandt, die sich aber dann schlecht bewähren, wenn man Schienenstöße auf der Brücke nicht vermeiden kann. Besser ist die Verwendung kurzer Querschwellen, wie die Abb. 91 bis 93 zeigen.[1] Die Schwellen sind 60 cm lang und 6 cm stark; sie sind zur Vermeidung seitlicher Verschiebungen in den Beton eingebettet und zwar über besondere Längsträger. Zur Befestigung der Schienen sind gewöhnliche Unterlagsplatten verwandt. Um einer Beschädigung der Fahrbahn zwischen den Querschwellen vorzubeugen, hat man die Zwischenräume mit 2 cm starken Eisenplatten bedeckt, die wiederum auf 2 cm starken Korkasphaltplatten

[1]) Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Wildwasserkanal in Heidenheim a. Brenz, vergl. Beton u. Eisen, 1906, S. 164.

ruhen. Letztere haben lediglich den Zweck, ein hartes Fahren zu vermeiden. Die Fahrbahn ist mit einem aus Asphaltplatten hergestellten Belag versehen und deshalb auch für gewöhnlichen Fuhrwerksverkehr geeignet.

Die Anordnung der Widerlager und ihrer Fundamente kann eine ganz verschiedene sein und richtet sich vor allem nach der Tragfähigkeit des vorhandenen Baugrundes. Stets ist die Konstruktion so auszuführen, daß der Druck in der Fundamentsohle die zulässige Bodenpressung bei Vollbelastung der Brücke nicht wesentlich überschreitet. Für gewöhnliche Fälle genügen Widerlager aus Mauerwerk, wie Abb. 94 und 95 zeigen. Die Übertragung der Brückenlast erfolgt dann am vorteilhaftesten durch einen besonderen, quer zur Brückenachse liegenden Auflagerträger. Bei geringen Spannweiten genügt eine Einzelauflagerung der Längsträger.

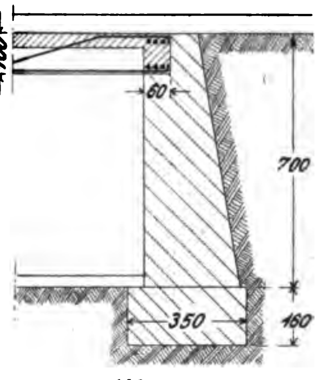
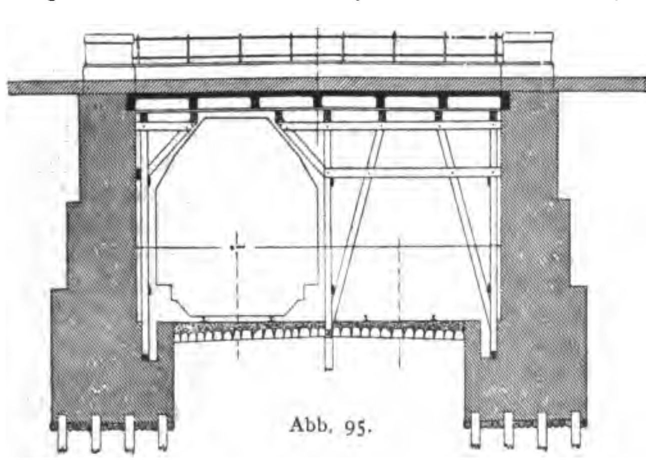


Abb. 94.

In der Regel erfolgt der Landanschluß mit seitlichen Parallelflügeln und Böschungskegeln. Da nun bekanntlich bei jedem Brückenbau die Kosten der Widerlager — hauptsächlich infolge des größeren Aufwandes an Material — sehr ins Gewicht fallen, hat man Widerlager aus Eisenbeton konstruiert, bei welchen die Wirkung des Erddrucks ganz vernachlässigt werden kann. Ein Beispiel solcher Ausführung veranschaulichen Abb. 96 und 97. Die Hauptträger der Brücke enden in einer Stirnmauer, welche mit einer wagerechten Gründungssohle durch eine entsprechende Anzahl von Rippenwänden verbunden ist. Die Standfestigkeit eines solchen winkelförmigen Widerlagers wird durch die Eigengewichtslast und das Gewicht der Anfüllung bedingt. Kräftige Verankerungen sorgen für eine genügende Einspannung der Hauptträger. Ein größeres Beispiel eines in Eisenbeton ausgeführten Brückenwiderlagers zeigen die Abb. 98 bis 101.[1])


Abb. 95.

[1]) Überführung der Straße Lemberg—Sambor bei Station Sambor (Österreich).

Die Seitenflügel und die Stirnwand sind nach Art der Winkelstützmauern ausgebildet und haben eine Gesamthöhe von rund 9,5 m. Die vier Brückenträger sind durch einen Querbalken am Auflager miteinander vereinigt, welcher beiderseits durch besondere Widerlagspfeiler gestützt ist. Abb. 98 stellt die Ansicht des Widerlagers dar. Die Stirnwand ist mit Zementplatten verkleidet, während die Außenansichten der Pfeiler, um auch ihnen ein gefälliges Aussehen zu geben, mit Sandsteinquadern versehen sind, welche bei der Betonierung zugleich als Schalung dienten. Jene erwähnten, künstlich hergestellten Verkleidungsplatten sind

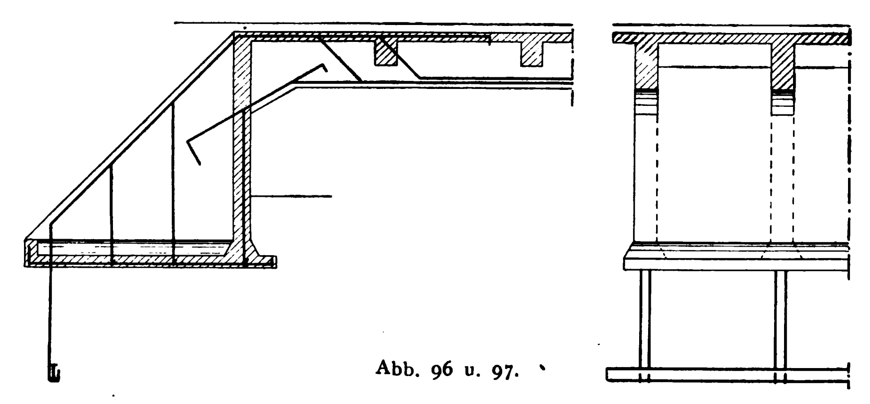


Abb. 96 u. 97.

4 cm stark und mittels Bindedrahts in der dahinter befindlichen Wand befestigt. Abb. 102 stellt eine Innensicht des Widerlagers vor der Ausfüllung dar. (Beton u. Eisen 1906, S. 242).

Eine andere Ausführung eines armierten Widerlagers ist aus Abb. 183 ersichtlich. Zur Erzielung einer festen Verspannung der Brückenträger mit den Widerlagern können diese aus Beton hergestellt und die Tragstäbe fest in ihnen verankert werden (Abb. 103). Eine ähnliche Ausführung bei Verwendung genieteter Konstruktionen zeigt Abb. 104. Was nun die Fundamentsohlen anlangt, so sind dieselben, namentlich bei Flußbrücken, so tief als möglich zu legen, denn das Flußbett kann sich durch Unterfressungen leicht ändern, wie auch Unterspülungen zu befürchten sind. Stets ist eine gründliche Bodenuntersuchung vorzuehmen, da jedes Nachgeben des Untergrundes die nachteiligsten Folgen mit sich bringt. Am vorteilhaftesten ist eine Betongründung, die gegen Unterwaschungen und gegenseitiges Ausweichen durch Spundwände geschützt werden kann (vergl. Abb. 68). Bei zweifelhaftem Baugrunde empfiehlt sich die Verwendung einer Pfahlgründung (Abb. 95). Statt der üblichen Holzpfähle können armierte Betonpfähle genommen werden, die insbesondere dann bedeutende wirtschaftliche Vorteile bieten, wenn der Grundwasserstand ein veränderlicher ist. Bei sehr tiefliegender Gründungssohle kommen Senkbrunnen in Frage, ebenso pneumatische Fundierungen.[1])

Sind die Brückenträger frei aufgelagert, so muß durch mindestens 2 cm breite Anschlußfugen auf Temperatureinflüsse Rücksicht genommen

[1]) Vergl. auch Kersten, Eisenbetonbau II, Abschnitt VI.

werden. Die Verbindung mit dem Lande wird durch übereinandergeschobene Bleche oder, wie Abb. 105 zeigt, durch eine beiderseits festgehaltene Blechrinne ausgeführt. Die eigentliche Abdeckung der An-

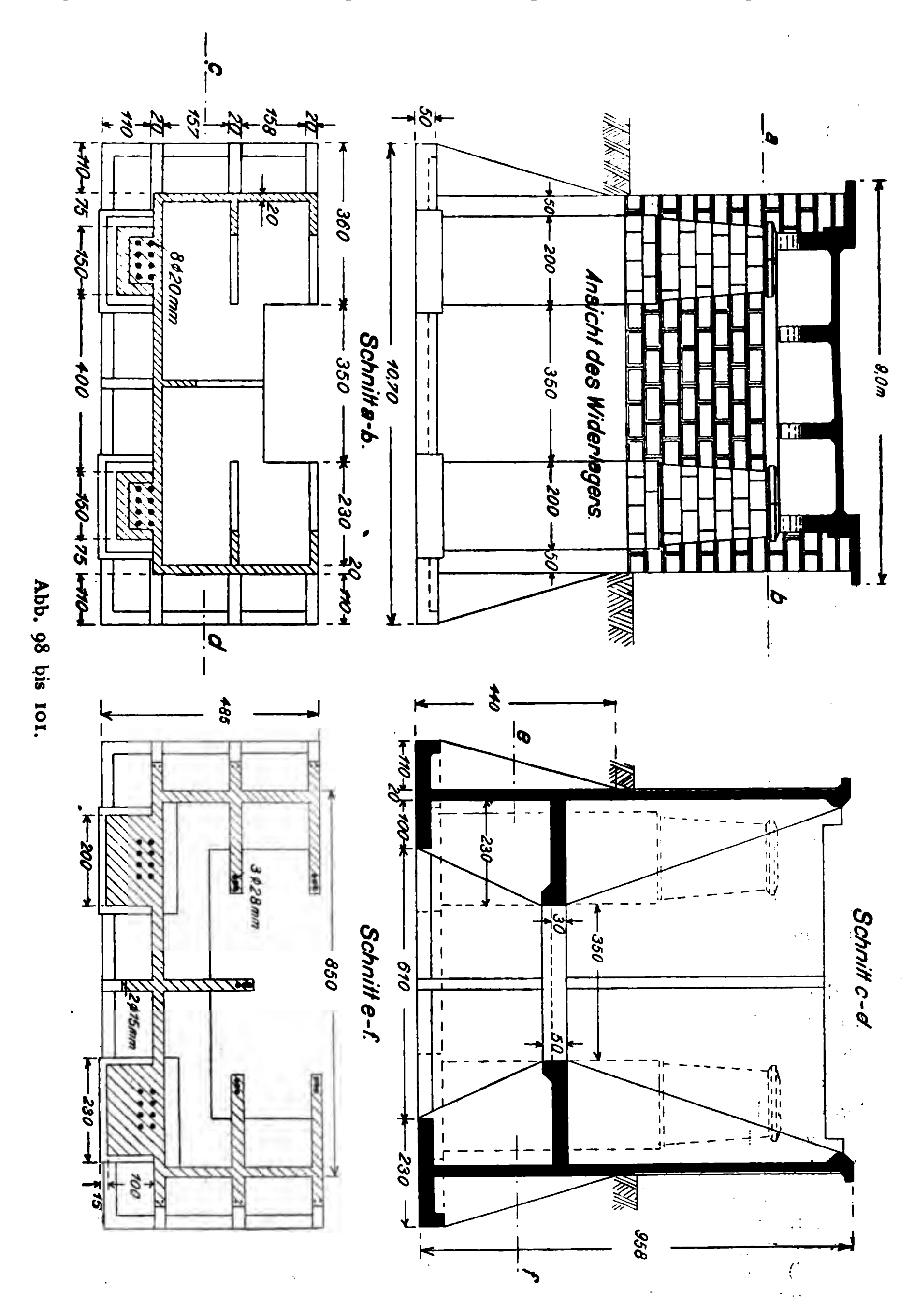


Abb. 98 bis 101.

schlußfuge erfolgt dann durch Asphalt oder durch gewöhnliche Aufschüttung, so daß Staub- und Sandansammlungen hinter dem Auflager von vornherein vermieden werden.

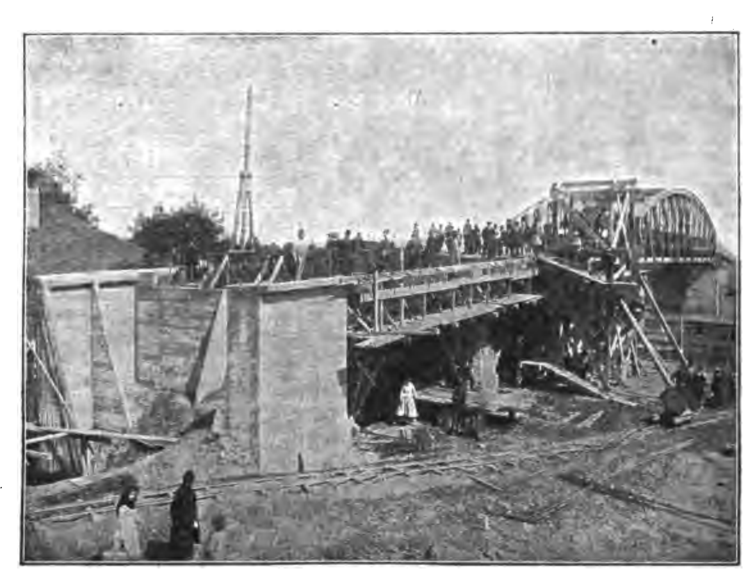


Abb. 102.

Trägerstützungen mittels Kipp- und Rollenlager (vergl. Abb. 105 und 298) sind bisher nur vereinzelt ausgeführt worden. In der Regel genügt eine einfache Auflagerung durch Rollschicht (vergl. Abb. 143) oder vermittels einer 2 cm starken flußeisernen oder stählernen Lagerplatte (vgl. Abb. 135).

Gas-, Wasser- oder Kabelleitungen können in einfachster Weise zwischen den Tragbalken aufgehängt werden, wie Abb. 106 bis 109 zeigen. Schwere Kabelstränge legt man vorteilhafter in besondere Kammern, die in der Regel durch abhebbare Platten in der Fußwegkonstruktion hergestellt werden (vergl. Abb. 118, 121); oder man verbindet, wie aus Abb. 139 ersichtlich ist, die beiden Fußwegbalken durch eine Platte bezw. durch mehrere Querbalken, die dann die Last der Kabelleitungen aufzunehmen haben.

Abb. 103.

Abb. 104.

Die Geländer bestehen zumeist aus Eisen und können in solchem Falle durch einbetonierte Pfosten fest mit der Betonkonstruktion verbunden werden (vergl. Abb. 115). Man

verwendet auch volle oder durchbrochene Betonbrüstungen, die entweder durch besondere Verankerungen mit der Brückenbahn in direkter Ver-

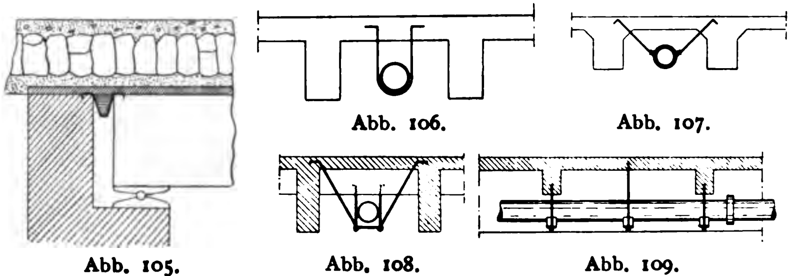


Abb. 106. Abb. 107.

Abb. 105. Abb. 108. Abb. 109.

bindung stehen (Abb. 122) oder mit Feder und Nut befestigt sind. An den Brückenenden erfolgt der Geländerabschluß in der Regel durch Postamente, bei eisernen Geländern auch durch Stabverzierungen.

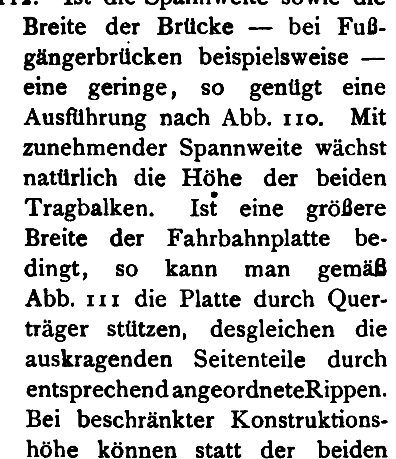


Abb. 110.

Abb. 111.

Abb. 112.

Abb. 113a. Abb. 113b.

Abb. 114.

Abb. 115.

Die für die Ausbildung der Balkenbrücken in Betracht kommenden Grundformen zeigen die Abb. 110 bis 112. Ist die Spannweite sowie die Breite der Brücke — bei Fußgängerbrücken beispielsweise — eine geringe, so genügt eine Ausführung nach Abb. 110. Mit zunehmender Spannweite wächst natürlich die Höhe der beiden Tragbalken. Ist eine größere Breite der Fahrbahnplatte bedingt, so kann man gemäß Abb. 111 die Platte durch Querträger stützen, desgleichen die auskragenden Seitenteile durch entsprechend angeordnete Rippen. Bei beschränkter Konstruktionshöhe können statt der beiden hohen Balken mehrere Einzelbalken von geringerer Höhe genommen werden (Abb. 112). Besondere Querträger sind in diesem Falle nicht erforderlich, da die Spannweiten der einzelnen Plattenteile normale sind.

In den nun folgenden Abbildungen 113 bis 130 sind verschiedentlich ausgebildete Querschnitte von Straßen-

und Eisenbahnbrücken zur Anschauung gebracht. Abb. 113 zeigt den Querschnitt einer Fußgängerbrücke. Die Brückenbahn hat eine leichte Wölbung erhalten, sodaß das Regenwasser nach beiden Seiten hin ungehindert abfließen kann. Was die Armierung anlangt, so sind Bügel- und Verteilungseisen der besseren Übersicht wegen in den folgenden Abbildungen weggelassen worden. Auf Abb. 114 sieht man den Querschnitt einer Straßenbrücke mit seitlich überragenden Fußsteigen, die durch einen Teil der Tragstäbe der Platte mit dieser fest verbunden sind. Künstlich hergestellte Betonrinnsteine mit eingefügten Abflußrohren trennen Fußsteig und Schotterbett. Die Geländerpfosten (Winkeleisen) sind durch einbetonierte Bolzen seitlich am Fußsteig befestigt. Nach Abb. 115 sind drei Hauptbalken angewandt, die gemeinsam ein Schotterbett tragen. Die Anordnung der Trageisen der Plattenkonstruktion berücksichtigt das Auftreten negativer Biegungsmomente. Eine ähnliche Ausführung zeigen Abb. 116a und 116b. Besondere Bordsteine, von Konsolen getragen, begrenzen beiderseits die Brückenfahrbahn. Will man die Befestigung der Geländerpfosten in den Abdeckplatten vermeiden, so kann die Konstruktion gemäß Abb. 117 erfolgen. Weitere Querträgeranordnungen sind aus den Abb. 118 bis 121 ersichtlich. Nach Abb. 118 bestehen die Fußsteige aus abdeckbaren Betonplatten zwecks Unterbringung von

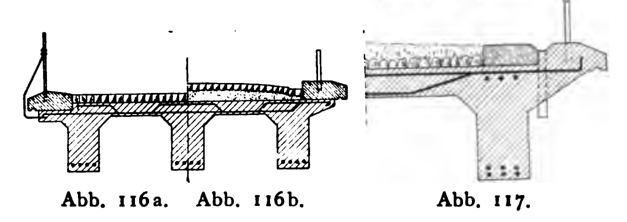


Abb. 116a. Abb. 116b. Abb. 117.

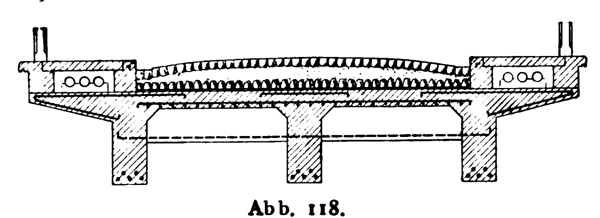


Abb. 118.

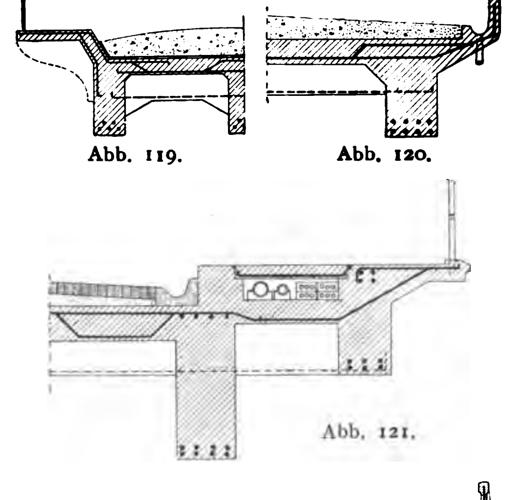


Abb. 119. Abb. 120.

Abb. 121.

Abb. 122.

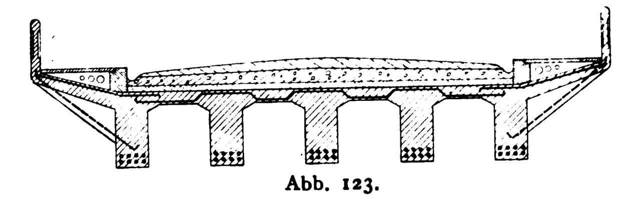


Abb. 123.

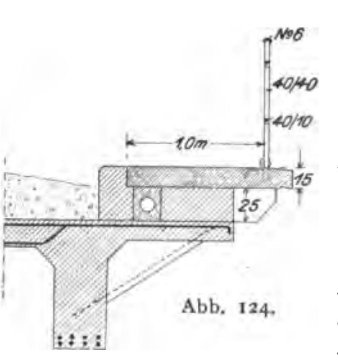


Abb. 124.

Abb. 125.

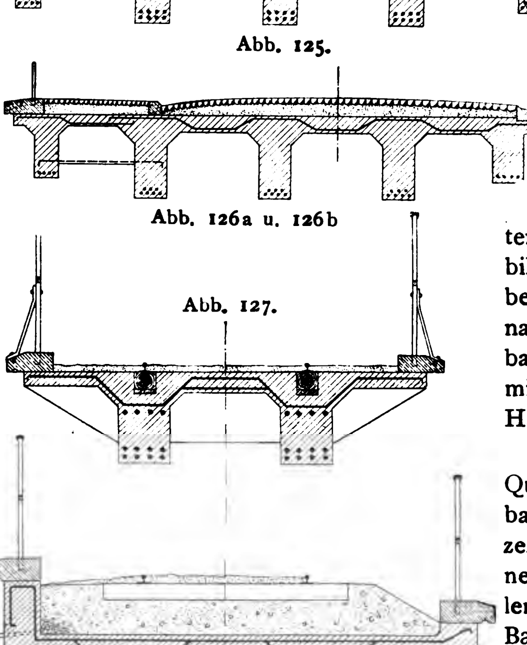


Abb. 126a u. 126b

Abb. 127.

Abb. 128a. Abb. 128b.

Leitungsrohren. Die Verwendung armierter Abdeckplatten zu gleichem Zweck ist in Abbild. 121 dargestellt. Weit auskragende Fußsteige zeigt Abb. 122. Die Brüstung ist des besseren Aussehens wegen ebenfalls in Beton hergestellt, durch außen angebrachte Vertikalrippen gestützt und durch besondere Ankerstäbe mit der Fahrbahn verbunden. Eine ähnliche, mit der Fahrbahn zusammenhängende Brüstung zeigt Abb. 123. Hier, wie auch in Abb. 124 sind die Seitenstege durch armierte Rippen gestützt, während unter der Abdeckung Rohrleitungen entlang geführt sind. Da die Außenträger der Straßenbrücken nicht in dem Maße durch Vertikallasten beansprucht werden wie die mittleren Feldträger, können sie auch kleinere Höhen- und Breitenabmessungen erhalten (Abb. 125). Ein Gleiches gilt von den dargestellten Ausführungen in Abbild. 126a und 126b. Zur besseren Versteifung sind nach Abb. 126a die Seitenbalken durch Querträger mit den danebenliegenden Hauptbalken verbunden.

Abb. 127 zeigt den Querschnitt einer Eisenbahnbrücke, die gleichzeitig dem Fußverkehr dienen soll. Die Langschwellen liegen genau über Balkenmitte und ruhen auf einem besonders eingelegten elastischen Polster. Die Betonoberfläche wird durch

Kiesaufschüttung gegen Sonnenbestrahlung geschützt. Als vorteilhafter haben sich aber Querschnittsformen erwiesen, wie solche in den Abb. 128a, 128b, 129 und 130 dargestellt sind. Die Schienen ruhen

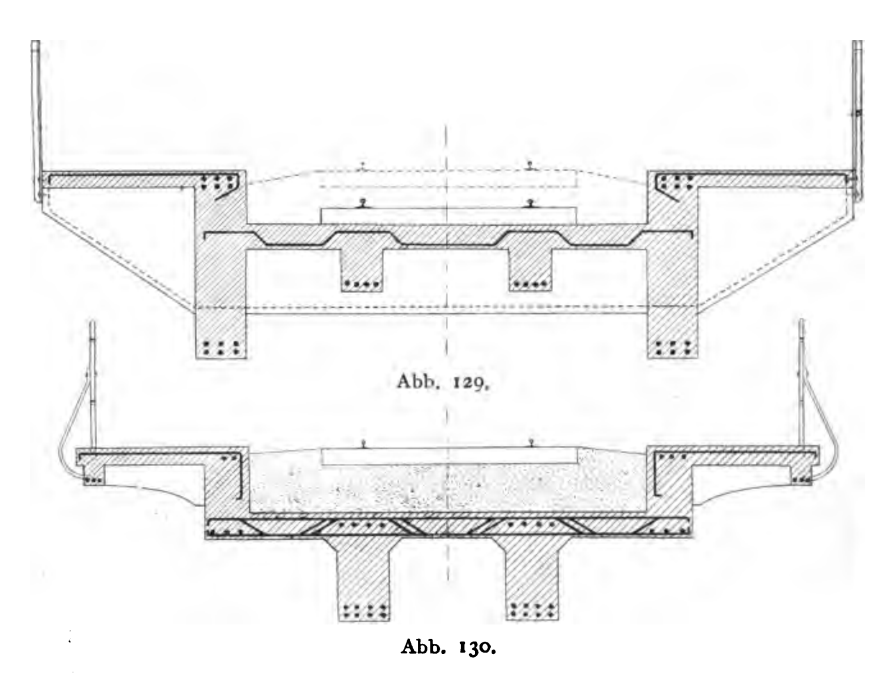


Abb. 129.

Abb. 130.

auf hölzernen Querschwellen, und diese wiederum auf dem üblichen Bettungskörper, so daß also die Wirkung der rollenden Lasten auf den Brückenkörper in hohem Grade abgeschwächt wird.

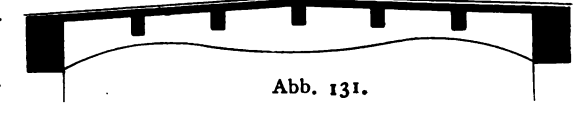


Abb. 131.

Um den Hauptträgern eine gefälligere Form zu geben, läßt man sie nach der Mitte zu, entsprechend der Zunahme der Biegemomente, stärker bezw. höher werden, wie beispielsweise Abb. 131 zeigt. In ähnlicher Art ist eine Balkenbrücke in Bamberg ausgeführt worden (vergl. Zementbeilage der Deutschen Bauzeitung 1905, Nr. 1). Eine andere ebenfalls hierher gehörige Brückenkonstruktion ist in Abb. 132 und 133 zur Darstellung gelangt. Es handelt sich hier um einen Fußgängersteg, zu welchem noch ein Konkurrenzprojekt in Eisen vorlag. Für die Wahl des Eisenbetons war in erster Linie der Umstand maßgebend, daß sich die Balkenbrücke gefälliger in das Landschaftsbild einfügt. Die Spannweite beträgt 26 m. In der Mitte derselben beträgt die Konstruktionshöhe 1,60 m; nach den Auflagern hin nimmt sie konstant ab. Zur Armierung der Träger dienen je 7 Rundeisen von 48 mm Durchmesser, welche in den Widerlagern fest eingespannt sind. Mischungsverhältnis 1 : 3. Die

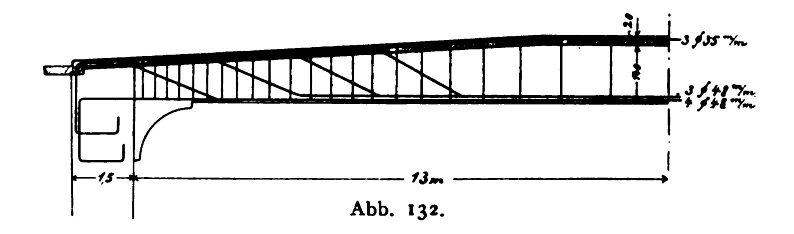


Abb. 132.

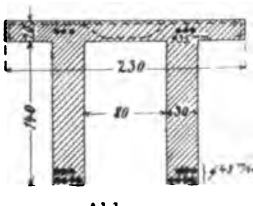


Abb. 133.

Vorarbeiten (Errichtung einer Materialhütte, Ausstecken der Achsen usw.) begannen am 26. Oktober 1903. Am 1. Mai 1904 wurde die Brücke der öffentlichen Benutzung übergeben. Die eigentliche Bautätigkeit nahm 6 Wochen in Anspruch.

Abb. 134 (dem Beton-Kalender 1907 entnommen) zeigt die Anlage einer Fußgängerbrücke, die nicht nur dem Kunstliebenden, sondern auch dem Kunstverständigen den Beweis liefert, daß der Eisenbeton — im Brückenbau wenigstens — allen ästhetischen Anforderungen entsprechen kann.



Abb. 134.

Aus den Abbild. 135 bis 137 sind Querschnitt, Längsschnitt und Ansicht einer Eisenbahnbrücke auf der Strecke Villach—Rosenbachthal (k. k. Eisenbahnbauleitung Klagenfurt) zu ersehen.[1]) Die lichte Weite beträgt 6 m und die Konstruktionsbreite 4,55 m. Die Tragebalken

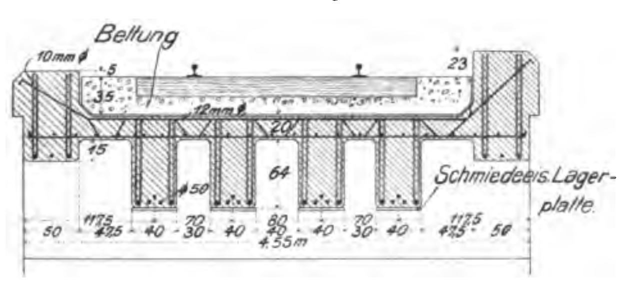


Abb. 135.

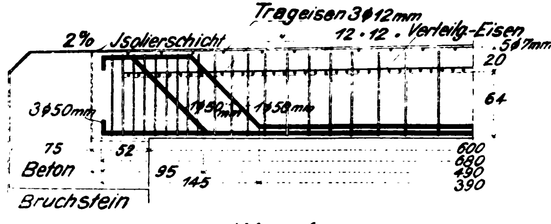


Abb. 136.

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1906, Heft VIII, S. 187.



ruhen, durch schmiedeeiserne Lagerplatten getrennt, in einem Betonauflager, das von einem Bruchsteinmauerwerk getragen wird. Die wasser-



Abb. 137.

dichte Abdeckung erfolgt durch Asphalt mit 2 Juteeinlagen und ist über die Widerlager geführt, um ein Durchnässen am Auflager zu verhindern. Damit diese Asphaltabdeckung durch das Unterkrampen der Eisenbahn-



Abb. 138.

schwellen nicht beschädigt oder zerrissen wird, wurde sie mit einem Betonmörtelestrich von 2 cm Stärke versehen.

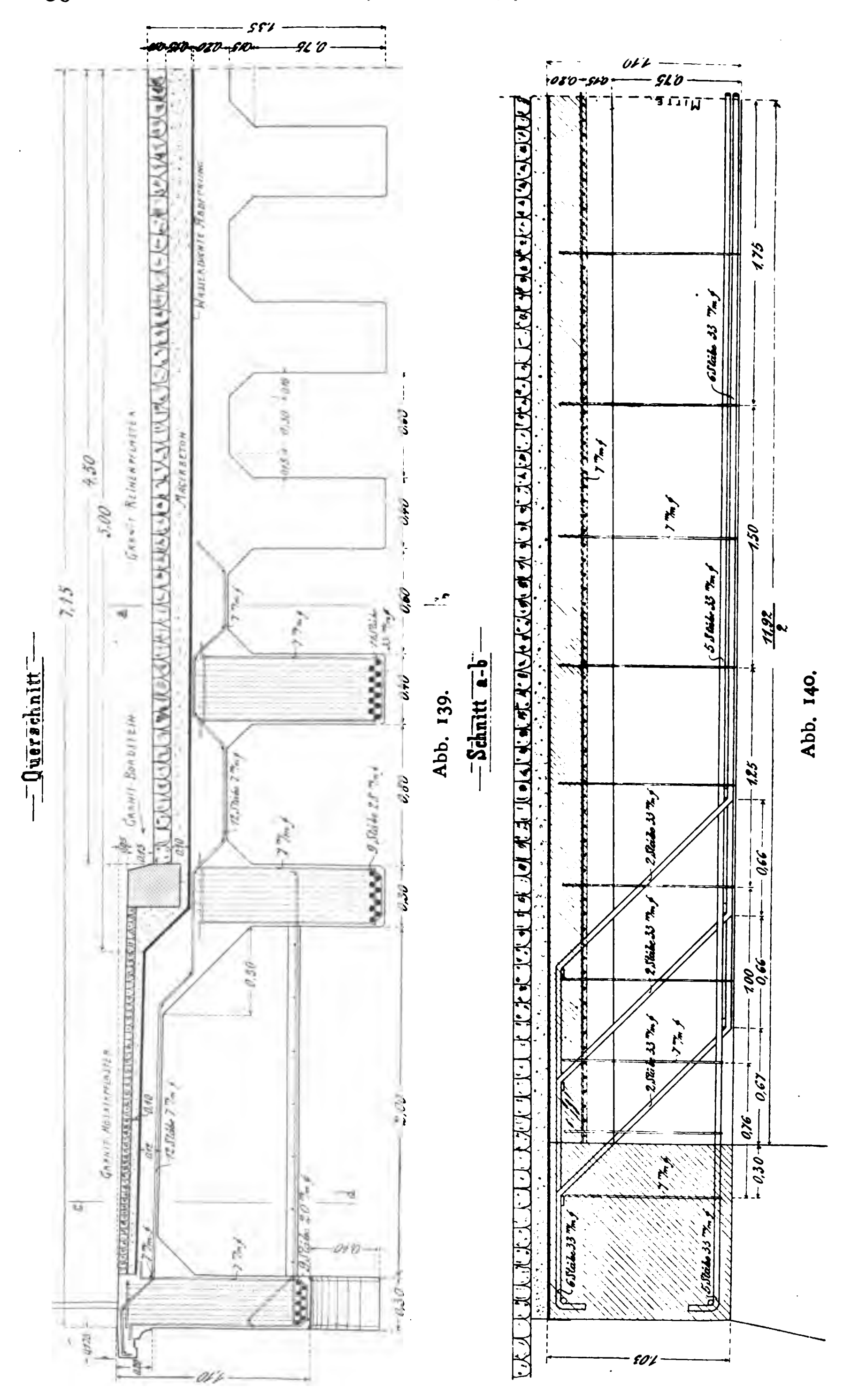


Abb. 139.

Abb. 140.

Auch die Möllersche Bauweise wird vielfach für Straßen- und Eisenbahnbrücken verwandt. Die Gurtträger üben nur lotrechten Druck, also keinen Seitenschub auf die Widerlager aus. Letztere brauchen deshalb

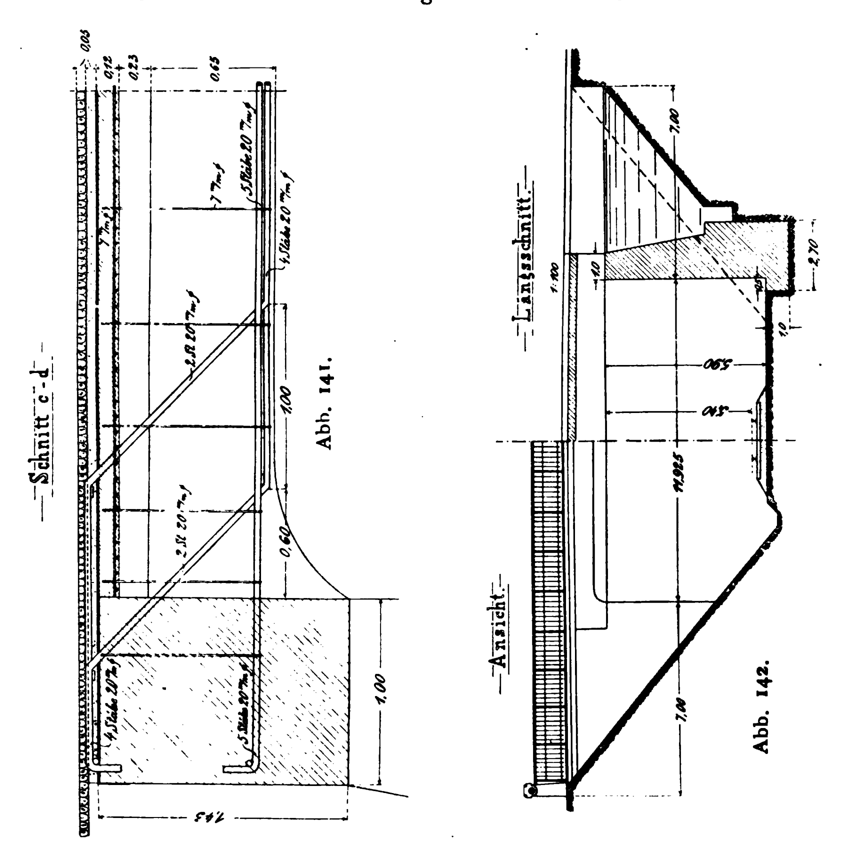


Abb. 141. Abb. 142.

nur geringe Stärken zu erhalten. Im allgemeinen genügen bei der Möllerbrücke die etwa vorhandenen Ufermauern vollständig als Widerlager. An Konstruktionshöhe genügt im äußersten Falle $^1/_{20}$ der Spannweite. Die Armierung erfolgt, wie schon auf Seite 26 erwähnt, in der Regel durch Flacheisen, die aber auch durch Stahlkabel ersetzt werden können. Die Druckarmierung bilden gewalzte Profile. Man kann ganz beträchtliche Spannweiten erzielen. Beispielsweise hat die Möllerbrücke über die Weißeritz in Dresden eine solche von 26 m. Eine kleinere Ausführung des Möllersystems zeigt die Abb. 138, eine Straßenbrücke über den Elster-Mühlgraben zu Großzschocher bei Leipzig, ausgeführt im Jahre 1900 von der Firma Rudolf Wolle, Leipzig. Die Brücke bildet den Ersatz einer früheren Holzbrücke mit Mitteljoch unter Verwendung der vorhandenen alten Widerlager. Die Spannweite beträgt 13 m.

In den nun folgenden Abb. 139 bis 145 sind zwei Konstruktionsbeispiele von Straßenbrücken zur Darstellung gelangt. Abb. 139 bis 142 zeigen Einzelheiten, Quer- und Längsschnitte, sowie die Ansicht einer

Plattenbalkenbrücke in Berlin (Germaniastraße), eine Ausführung der Akt.-Ges. für Beton- und Monierbau, Berlin. Das andere Beispiel, eine

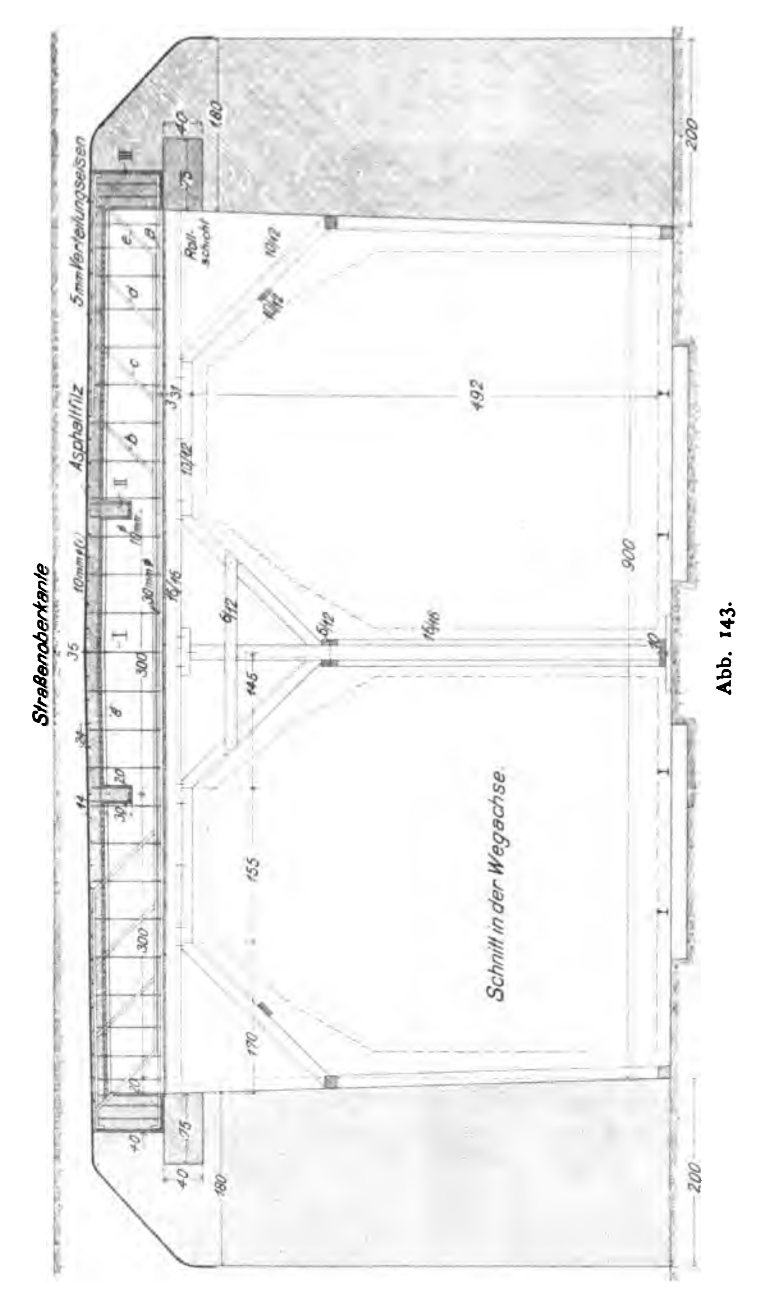


Abb. 143.

Ausführung der Firma Johann Odorico, Dresden, stellt eine Brücke von 9,40 m Spannweite (Linie Zittau—Löbau) dar.

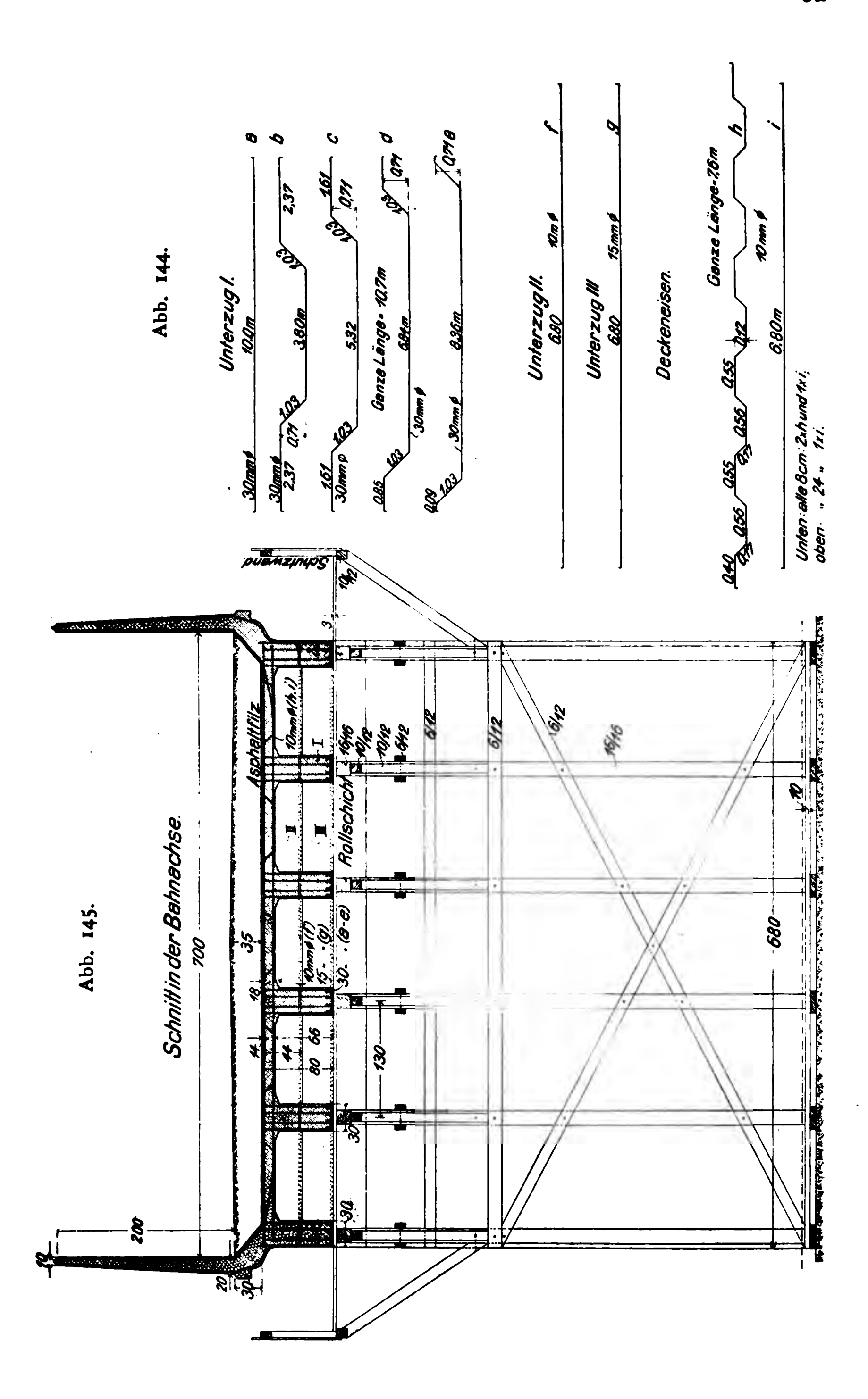


Abb. 144.

Abb. 145.

Die Berechnung.

1. Die Berechnung der Fahrbahnplatte.

Ungünstiger als Menschengedränge wirkt eine Einzellast in Plattenmitte. Man stellt also das Fahrzeug (Wagen oder Dampfwalze) in Richtung der Brückenachse so auf, daß der größte Raddruck gerade auf Plattenmitte zu stehen kommt. Dieser Raddruck verteilt sich dann — wie bei den Durchlaßplatten — durch die Schotterschicht bis auf die Betonplatte (oder bis auf die Armierungszone) unter einem Winkel von 45° oder 60°.

Beim Vorhandensein einer genügenden Querarmierung ermittelt man die Verteilungsbreite mit Hilfe der Formel (Abb. 43)

$$t = a + 2\delta$$

(a = Felgen- bezw. Walzenbreite in cm,
δ = Stärke der Schotterfahrbahn in cm);

dann findet man gemäß Abb. 170 das Moment in Plattenmitte zu

$$M_p = A \cdot \frac{b}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{t}{4} = \frac{P(2b - t)}{8}.$$

Hierin bedeutet b die rechnungsgemäße Spannweite der Platte, die gleich dem Abstand der lotrechten Balkenstege, von Mitte zu Mitte gemessen, ist. In dem Falle, wo die Verteilungsbreite größer als die Spannweite b ist — z. B. beim Vorderrad einer Dampfwalze —, kommt nur ein Teil des Raddruckes, nämlich

$$P' = \frac{b}{t} \cdot P$$

in Frage (vergl. Abb. 171). Das Maximalmoment dieser Belastung ist dann

$$M_p = \frac{P' \cdot b}{8}.$$

Hat man auf diese Weise das Verkehrsmoment ermittelt, so berechnet man noch das maximale Moment M_g infolge bleibender Belastung. Da die Schotterstärke δ bekannt ist und die Plattenstärke d in der Regel von Anfang an nach praktischen Gesichtspunkten festgesetzt wird (15 bis 20 cm), stößt die Ermittlung des M_g auf keine Schwierigkeiten. In der Regel werden folgende Einheitsgewichte angenommen:

1 m³ Eisenbeton . . . . . = 2400 kg
1 „ Magerbeton (als Bettung) = 2000 bis 2200 kg
1 „ Schotter . . . . . . = 1800 „ 2000 „
1 „ Granitpflaster . . . . = 2700 kg.

Durch Addition von M_p und M_g findet man schließlich dasjenige Gesamtmoment, welches der weiteren Berechnung zugrunde zu legen ist:

$$M_{max} = M_p + M_g.$$

Will man auf die Kontinuität Rücksicht nehmen, so braucht nur $^4/_5$ oder $^2/_3$ des gefundenen Wertes für M_{max} genommen zu werden. Weiter hinabzugehen dürfte sich kaum empfehlen, weil die Grundbedingung, daß die über mehrere Felder fortlaufende Platte auf festen, in einer horizontalen Ebene liegenden Stützpunkten ruht, bei den Balkenbrücken nur in den

seltensten Fällen erfüllt ist. Es können die einzelnen Balken ihrer Durchbiegung wegen als feste Stützungen von gleichbleibender Höhenlage nicht gelten.[1])

Die erforderlichen Eisenstärken f_e findet man am einfachsten mit Hilfe der im Eisenbetonbau I, Abschn. IX (4. Aufl., S. 106) angegebenen Tabelle. Ergibt sich für f_e ein zu kleiner Wert, so kann man die Plattenstärke verringern, bezw. die Balkenstege weiter auseinanderlegen. Im umgekehrten Falle ist die Plattenstärke zu vergrößern oder die Rippenteilung b zu verringern. Nach den Auflagern, den Balken zu müssen die Einlagen, teilweise wenigstens, nach oben geführt werden, um den negativen Momenten Rechnung zu tragen. Außerdem empfiehlt sich in jedem Falle ein Konsolübergang zwischen Platte und Rippe, weil dort die Schubkräfte am ungünstigsten wirken. Bei Annahme totaler Einspannung der Platte sind die Armierungen in ungefähr $^1/_5$ der Rippenentfernung abzubiegen, also dort, wo das Moment = 0 werden würde. Demgemäß haben die Konsolen dort zu beginnen, wo das negative Moment $= \frac{g \cdot l^2}{24}$ beträgt. An der Einspannungsstelle ist dann die Plattenstärke $= h_s$.

Die vorstehende Berechnungsweise für das Verkehrsmoment M_p ist nur dann statthaft, wenn eine ausreichende Querarmierung der Platte, also eine genügende Anzahl von Verteilungsstäben vorgesehen ist. Im Falle ungenügender Querarmierung rechnet man folgendermaßen (vergl. Seite 27):

$$F = s \cdot t$$

$$p = \frac{P}{s \cdot t}$$

$$M_p = \frac{p \cdot b^2}{8}.$$

Diese Berechnungsweise liefert ein für die Dimensionierung ungünstigeres Resultat und hat sich sowohl bei den Durchlaßplatten, als auch bei den Balkenbrücken recht eingebürgert. Der Vermehrung der Tragstäbe steht eine Verminderung der Verteilungsstäbe gegenüber.

2. Die Berechnung der Plattenbalken.

In statischer Hinsicht sind die Plattenbalken zumeist als beiderseits frei aufliegend anzusehen. Nur beim Vorhandensein kräftiger Verankerungen im Widerlager (vergl. die Abb. 96, 103, 104) darf eine Einspannung berücksichtigt werden.

Die Höhe der Überschüttung sowie die Abmessungen der Balken seien von vornherein als gegeben zu betrachten; es kann also in üblicher Weise das Maximalmoment infolge unveränderlicher Belastung berechnet werden:

$$M_g = \frac{Q \cdot l}{8}.$$

[1]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau I, 4. Aufl., S. 87, 88.

Was nun den Einfluß der Verkehrslast anlangt, so genügt bei Straßenbrücken kleinerer Spannweite in der Regel die Sonderbelastung durch eine Dampfwalze, bei welcher Annahme sowohl von Wagenbelastung als auch von Menschengedränge abgesehen wird. Die in der Praxis zumeist übliche Annahme ist aber die: Aufstellung des vorgeschriebenen Lastenzuges in der für den Träger ungünstigsten Stellung und Ausfüllung der übrigen Brückenfläche mit Menschengedränge.

Im folgenden sind die üblichsten Verfahren zur Bestimmung des maximalen M_p angegeben.

a) Nach Ermittlung der für einen Hauptträger in Betracht kommenden Einzellasten (vergl. Beispiel 2) ist die ungünstigste Stellung derselben für den Brückenbalken festzustellen. Die vor und hinter dem Fahrzeug liegende Fahrbahn ist durch Menschengedränge zu belasten und schließlich das maximale Verkehrsmoment M_p auf graphischem Wege zu suchen (vergl. Abb. 175). Man zeichnet für eine Lastengruppe (Menschengedränge und Raddrücke), die länger als die Spannweite der Brücke ist, ein Seilpolygon. Die von links nach rechts zu beziffernden Lasten werden auf einer Senkrechten aneinander gereiht. Um nun das Größtmoment M_p zu finden, stellt man den Träger probeweise so unter den Lastenzug, daß die Ordinate y zwischen Polygon und Schlußlinie zum Maximum wird. Dann ist

$$M_p = H \cdot y_{\max}.$$

M_p und M_g geben dann zusammen das Größtmoment $M_{\max}$, welches für die Ermittlung des erforderlichen Eisenquerschnitts in Frage kommt.

b) Wiederum wird nach Aufstellung des Lastenzuges die übrige Brückenbahn durch Menschengedränge belastet gedacht. Man ermittle den Abstand derjenigen Achslast vom Auflager, welche voraussichtlich das Maximalmoment erzeugt. Dieser Abstand wird als Variable in Rechnung gebracht, indem eine Momentengleichung aufgestellt wird für die Auflagerreaktion als Funktion jener Variablen. Man differenziert die Gleichung, welche unter Benutzung dieses Ausdruckes für die Auflagerreaktion aufgestellt wird, und findet auf diese Weise den genauen Wert der Variablen, für welchen das Moment zum Maximum wird. Durch Einsetzung der gefundenen Größe in die Momentengleichung ergibt sich der tatsächliche Wert des M_p (vergl. Beispiel 4 Seite 91).

Nach Bestimmung des M_g ermittle man das Maximalmoment für gleichmäßig über den ganzen Plattenbalken verteiltes Menschengedränge. Dann verringert man die Raddrücke um den entsprechenden Wert für Menschengedränge unter dem Lastenwagen. Ist beispielsweise l die Länge und b die Breite des Wagens, so kommt auf je ein Rad eine Fläche von $\frac{b \cdot l}{4}$ m², also ein Lastabzug von $\frac{b \cdot l}{4} \cdot g$, wenn $g =$ Menschengedränge in kg/m². Die Ermittlung der ungünstigsten Lastenstellung erfolgt am besten auf analytischem Wege.

Sind die beiden Lasten P_1 und P_2 verschieden groß, so wird das Moment unter einer dieser Lasten zum Maximum, wenn die betreffende

Last von Trägermitte ebensoweit entfernt liegt, wie die Resultierende R aus beiden Lasten (vergl. Abb. 146):

$$R \cdot x = P_2 (m - x) - P_1 \cdot x$$
$$R = P_1 + P_2$$
$$x = \frac{P_2 \cdot m}{2 (P_1 + P_2)}.$$

Auflagerdruck

$$A = \frac{P_1 (l - v) + P_2 \cdot w}{l} = P_1 \left(1 - \frac{v}{l}\right) + P_2 \cdot \frac{w}{l}$$
$$\left[\begin{array}{l} v = \frac{l}{2} - x \\ w = l - v - m \end{array}\right]$$
$$M_p = A \cdot \frac{l}{2} - P_1 \cdot x.$$

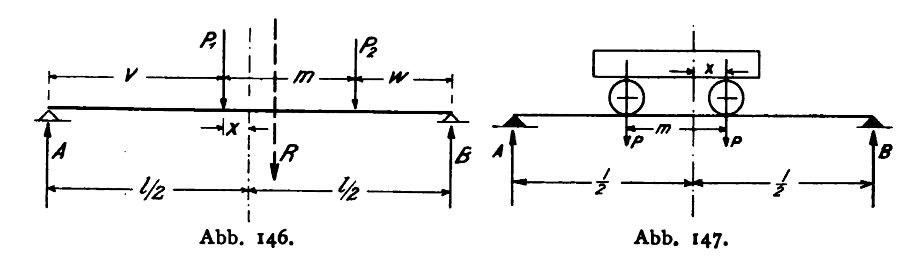


Abb. 146. Abb. 147.

Sind die Raddrücke einander gleich, also $P_1 = P_2 = P$, so wird (vergl. Abb. 147)

$$R = 2P$$
$$x = \frac{m}{4}$$
$$A = \frac{P (l - v) + P \cdot w}{l} = P \left(1 - \frac{v}{l} + \frac{w}{l}\right)$$
$$M_p = A \cdot \frac{l}{2} - P \cdot \frac{m}{4}.$$

Es sei beispielsweise:

$$l = 10 \text{ Meter}^{1)}$$
$$P_1 = 3500 \text{ kg}$$
$$P_2 = 2500 \text{ kg}$$
$$m = 350 \text{ cm}.$$

Dann ist $x = \frac{2500 \cdot 350}{2 (3500 + 2500)} = 73$ cm

[1]) Um einer Verwechslung mit der Maßeinheit (Meter = m) vorzubeugen, dürfte es empfehlenswerter sein, für den Randstand nicht m, sondern irgend eine andere Bezeichnung, vielleicht r oder s, einzusetzen.

$$v = \frac{1000}{2} - 73 = 427 \text{ cm}$$

$$w = 1000 - 427 - 350 = 223 \text{ cm}$$

$$A = 3500\left(1 - \frac{427}{1000}\right) + 2500\,\frac{223}{1000} = 2563 \text{ kg}$$

$$M_p = 2563 \cdot 500 - 3500 \cdot 73 = 1\,026\,000 \text{ cmkg.}$$

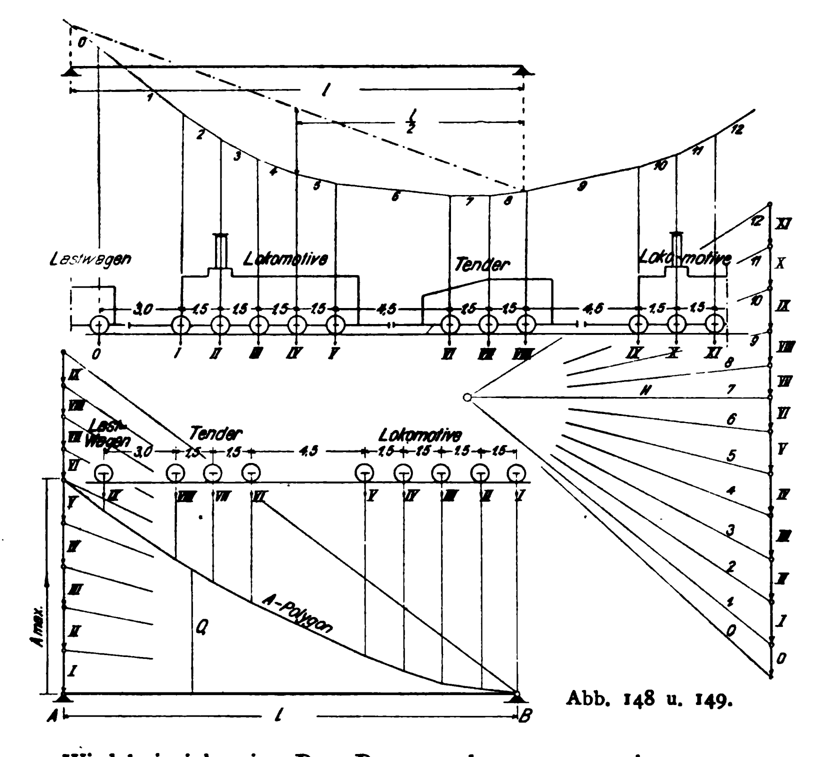


Abb. 148 u. 149.

Wird beispielsweise $P_1 = P_2 = 3000$ kg gesetzt, so ist

$$x = \frac{350}{4} = 87{,}5 \text{ cm}$$

$$v = \frac{1000}{2} - 87{,}5 = 412{,}5 \text{ cm}$$

$$w = 1000 - 412{,}5 - 350 = 237{,}5 \text{ cm}$$

$$A = 3000\left(1 - \frac{412{,}5}{1000} + \frac{237{,}5}{1000}\right) = 2475 \text{ kg}$$

$$M_p = 2475 \cdot 500 - 3000 \cdot 87{,}5 = 900\,750 \text{ cmkg.}$$

Bei Eisenbahnbrücken größerer Spannweite erfolgt die Bestimmung des maximalen M_p auf graphischem Wege gemäß Abb. 148. Die Untersuchung ist wie unter a angegeben.

Was die Schubspannungen anlangt, so gelten bei gleichmäßig verteilter Belastung die gleichen Regeln und Formeln wie im einfachen

Hochbau.[1]) An den Auflagern führe man stets einen Teil der Einlagen in die obere Druckzone; ebenso ordne man lieber zu viel als zu wenig Bügel an. Sie rufen eine höhere statische Wirkung beider Baustoffe her-

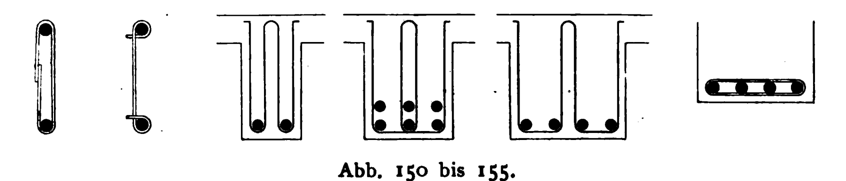


Abb. 150 bis 155.

vor, indem sie eine innige Verbindung des Druckgurtes mit dem Zuggurt darstellen. Man behauptet sogar, daß durch einen solchen festen Zu-

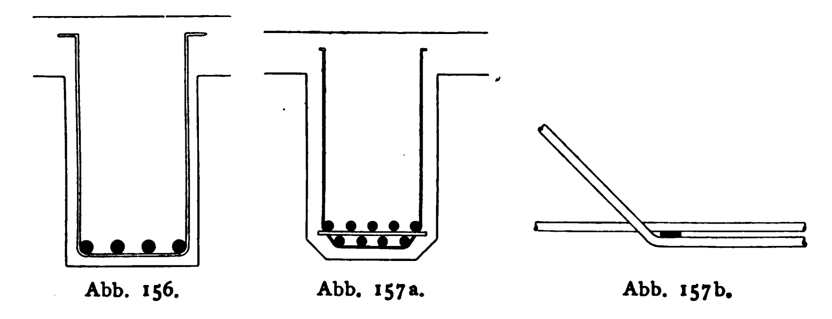


Abb. 156. Abb. 157a. Abb. 157b.

sammenhang aller Balkenteile neue Festigkeitseigenschaften entstehen, weshalb bei heftigen Erschütterungen die Gefahr einer Rissebildung und eines Ausweichens des Betons in der Druckzone in bedeutendem Maße vermindert wird. Jedenfalls ist gerade bei Brücken die Anordnung der Bügel von besonderem Vorteil, da hier dynamische Wirkungen unausbleiblich sind.

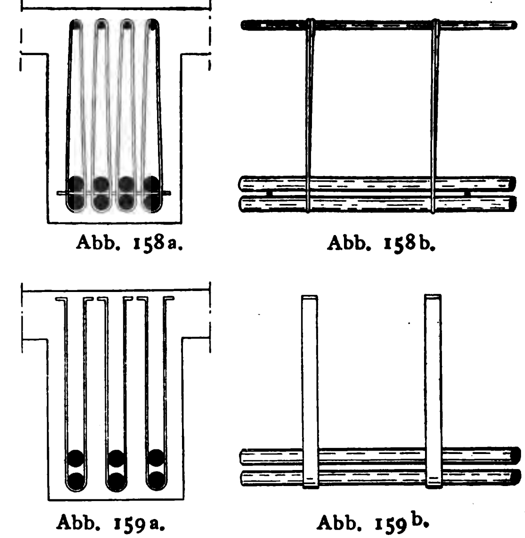


Abb. 158a. Abb. 158b.

Abb. 159a. Abb. 159b.

Aus den Abb. 150 bis 161 sind verschiedentliche Bügelanordnungen ersichtlich. Man nimmt in jedem Falle Flach- oder Rundeisen, die mit der Hand gebogen werden. In allen Abbildungen ist zur besseren Übersicht die Armatur der Platten fortgelassen worden. Die in den Abb. 155, 157 und 158 dargestellte Anordnung besonderer

[1]) Ausführliches hierüber in Kersten, Eisenbetonbau I, 4. Aufl., Abschn. XII.

Querstäbe und -drähte verfolgt den Zweck, die Lage der Zugstäbe untereinander zu fixieren und Längsrisse an der Steguntersicht zu vermeiden.

Die Ermittlung des sogen. *A*-Polygons, der Begrenzung des Schubkraftdiagramms bei veränderlicher Belastung, geschieht gemäß Abb. 149 auf folgende Weise: Man trägt den Lastenzug in der Richtung von *A* nach *B* fahrend auf, so daß Last *I* über *B* steht. Dann reiht man diese Lasten, bei *A* mit *I* beginnend, auf einer Lotrechten aneinander und nimmt im Abstande *l* vom Kräftezuge *B* als Pol an. Es wird dann zu den Lasten ein Seilpolygon gezeichnet, dessen Seiten mit den Seilstrahlen parallel laufen. Die Ordinaten zwischen dem *A*-Polygone und der Wagerechten *AB* sind gleich den jeweilig auftretenden Schubkräften *Q*.

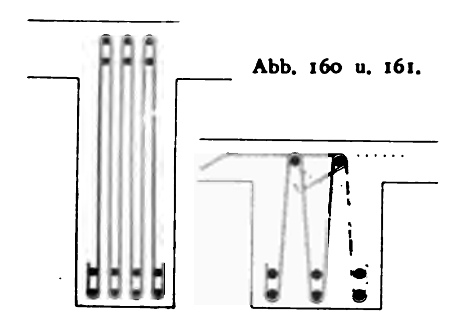


Abb. 160 u. 161.

Betrachtet man nun das *A*-Polygon näherungsweise als eine Gerade, so kann für die Bestimmung der Bügelentfernung das gleiche graphische

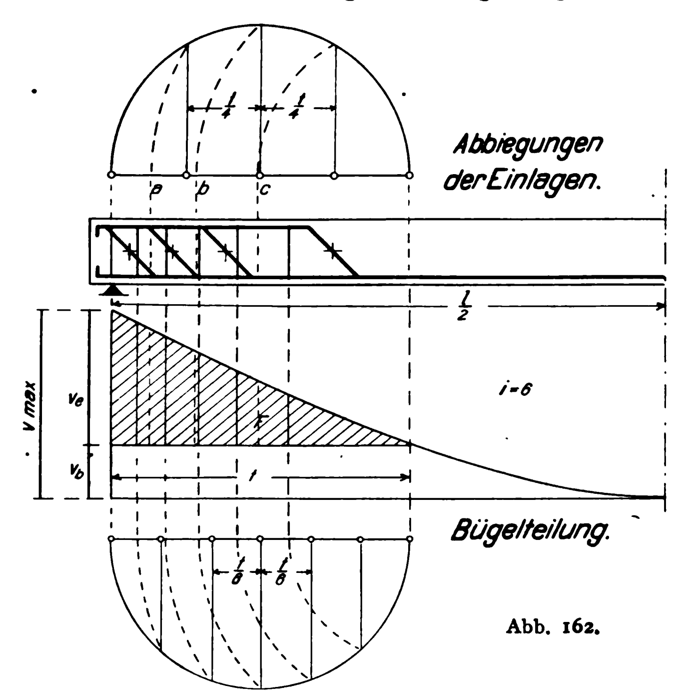


Abb. 162.

Verfahren angewandt werden wie bei gleichmäßig verteilter Last.[1]) In Abb. 162 ist eine allgemeine graphische Berechnungsmethode, sowohl für die Ermittlung der Lage der Bügel als auch für die Feststellung der

[1]) Kersten, Eisenbetonbau I, 4. Aufl., Abschn. XII.

Stangenabbiegungen zur Darstellung gelangt.[1]) Der Beton soll eine Schubspannung von 4,5 kg/cm² aufnehmen, während der übrige Teil der Schubkraft den schiefen Stangen in Form von Zugkräften zugewiesen wird. Die Bügel haben die totale Schubspannung aufzunehmen. Da also ein Teil des V_{max}, nämlich V^b, dem Beton allein zufällt, bleibt die schraffierte Fläche F den schiefen Stangen als Kraft zur Aufnahme übrig. Sind beispielsweise 8 Zugeisen vorhanden und sollen von diesen 4 Stück abgebogen werden, so hat jedes Eisen $^1/_4\,F$ aufzunehmen. Man zerlegt das Dreieck in gleicher Weise wie bei der Bügelteilung in 4 gleiche Teile. Die Punkte a, b, c werden heruntergelotet und begrenzen je ein Feld, in welches ein Eisen abgebogen werden muß. Die Zugspannungen in den schiefen Eisen sind dann

$$\sigma_e = \frac{F\cdot}{4 \cdot f}$$

wenn f den Querschnitt einer der abgebogenen Stangen darstellt. Die Einteilung der Bügel vollzieht sich in gleicher Weise, wie in Kersten, Eisenbetonbau I, 4. Auflage angegeben. Die zuletzt gefundene Bügelentfernung ist für die Balkenmitte konstant beizubehalten. Sollen die Bügel nur den Überschuß der Schubkraft aufnehmen, so wird mit der Fläche F das gleiche Verfahren wie mit der gesamten Schubfläche eingeschlagen.

Beispiel 2:

Entwurfsberechnung für eine Straßenbrücke.

Die von vornherein projektierten Abmessungen im Längs- und Querschnitt sind aus den Abb. 163 u. 164 ersichtlich.

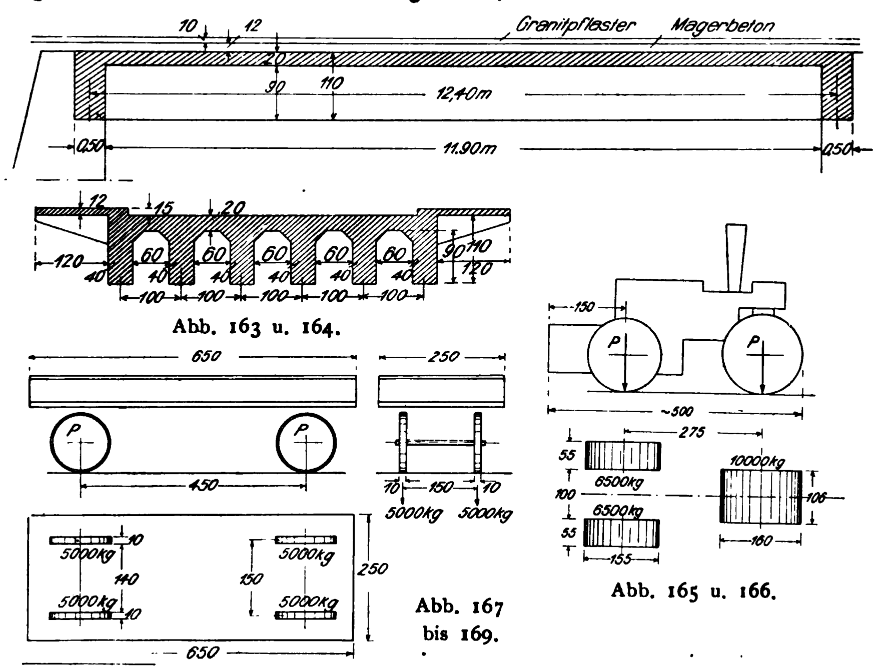


Abb. 163 u. 164.

Abb. 165 u. 166.

Abb. 167 bis 169.

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1906, Heft X, S. 266.

Die Belastungsannahmen sind folgende:

Ständige Lasten: 10 cm Granitpflaster = 2700 kg f. d. m^3,
12 cm Bettungsbeton = 2200 „ „
Eisenbeton = 2400 „ „ ;

Bewegliche Lasten: Dampfwalze nach Abb. 165, 166,
Lastwagen nach Abb. 167 bis 169,
Menschengedränge = 500 kg f. 1 m^2.

Es ist von Fall zu Fall zu untersuchen, ob Walze oder Wagen die ungünstigste Wirkung ausübt.

Die statische Untersuchung hat sich auf Ermittlung der erforderlichen Eiseneinlagen zu erstrecken.

1. Berechnung der Fahrbahnplatte.

a) Ständige Belastung.

Granitpflaster	$1{,}0^2 \cdot 0{,}10 \cdot 2700 =$	270	kg/m²,
Magerbeton	$1{,}0^2 \cdot 0{,}20 \cdot 2400 =$	264	„
Fahrbahnplatte	$1{,}0^2 \cdot 0{,}12 \cdot 2200 =$	480	„
	zusammen =	1014	kg/m².

Bei Berücksichtigung einer Einspannung ist

$$M_g = \frac{2}{3} \cdot \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{Q \cdot l}{12} = \frac{1014 \cdot 1{,}0^2 \cdot 100}{12} = \mathbf{8450} \text{ cmkg.}$$

b) Belastung durch Wagen.

Die Platte wird dann am ungünstigsten beansprucht, wenn ein Wagenrad (also $P = 5000$ kg) in Plattenmitte gestellt wird. Nimmt man an, daß der Raddruck sich unter 45° auf die Betonplatte verteilt, so ist die Verteilungsbreite (Abb. 170)

$$t = 2{,}22 + 10 = 54 \text{ cm.}$$

Dann ist

$$A = 2500 \text{ kg}$$

und

$$M_p = 2500 \cdot 50 - 2500 \cdot \frac{54}{4} = \mathbf{91\,250} \text{ cmkg.}$$

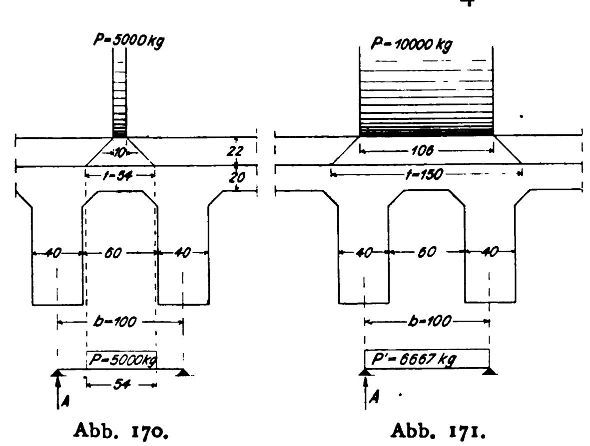


Abb. 170. Abb. 171.

c) Belastung durch Dampfwalze.

Stellt man gemäß Abb. 171 das schwerste Rad der Dampfwalze (also $P = 10\,000$ kg) auf Plattenmitte und nimmt man ebenfalls eine Lastverteilung unter 45° an, so ist diesmal die Verteilungsbreite

$$t = 2 \cdot 22 + 106 = 150 \text{ cm.}$$

Da die Verteilungsbreite größer ist als die in Rechnung gesetzte Stützlänge der Platte, so kann auch nur ein Teil der Radlast, nämlich

$$P' = \frac{100}{150} \cdot 10\,000 = 6667 \text{ kg}$$

für die Platte in Frage kommen. Dann ist

$$M_p = \frac{6667 \cdot 100}{8} = \mathbf{83\,333} \text{ cmkg.}$$

In gleicher Weise findet man das Maximalmoment infolge Belastung durch ein Hinterrad der Dampfwalze ($P = 6500$ kg);

$$t = 2 \cdot 22 + 55 = \sim 100 \text{ cm,}$$

$$M_p = \frac{6500 \cdot 100}{8} = \mathbf{81\,250} \text{ cmkg.}$$

d) Größtmoment.

Die Biegungsmomente infolge Belastung durch Dampfwalze sind kleiner als das Moment infolge Wagenlast ermittelt worden. Das maximale Verkehrsmoment beträgt demnach, wenn auch hier die Kontinuität berücksichtigt wird,

$$M_p = \frac{2}{3} \cdot 91\,250 = 60\,833 \text{ cmkg.}$$

Gesamtmoment $M_{max} = M_g + M_p = 8450 + 60\,833 = \mathbf{69\,283}$ cmkg.

[Bei der Annahme, daß sich der Raddruck in Länge und Breite unter 45° verteilt und daß die Berührung zwischen Rad und Pflaster sich auf 10 cm Länge erstreckt ($s = 2 \cdot 22 + 10 = 54$ cm), würde man ermitteln:

bei Wagenbelastung:

$$F = 0{,}54^2 = 0{,}2916 \text{ m}^2,$$

$$p = \frac{5000}{0{,}2916} = 17\,147 \text{ kg/m}^2,$$

$$M_p = \frac{17\,147 \cdot 1{,}0^2 \cdot 100}{12} = 142\,892 \text{ cmkg;}$$

bei Dampfwalze Vorderrad:

$$F = 0{,}54 \cdot 1{,}50 = 0{,}81 \text{ m}^2,$$

$$p = \frac{10\,000}{0{,}81} = 12\,346 \text{ kgm}^2,$$

$$M_p = \frac{12\,346 \cdot 1{,}0^2 \cdot 100}{12} = 102\,883 \text{ cmkg;}$$

bei Dampfwalze Hinterrad:

$$F = 1{,}0 \cdot 0{,}54 = 0{,}54 \text{ m}^2,$$

$$p = \frac{6500}{0{,}54} = 12\,037 \text{ kg/m}^2,$$

$$M_p = \frac{12\,037 \cdot 1{,}0^2 \cdot 100}{12} = 100\,308 \text{ cmkg;}$$

Größtmoment $= M_g + M_p = 8450 + 142\,892 = 151\,342$ cmkg.

Vorstehende Berechnungsannahme ist also wesentlich ungünstiger, als die oben angegebenen. In der Praxis hat sie sich aber nicht eingebürgert (vergl. die späteren Beispiele).]

e) Erforderlicher Eisenquerschnitt.

Es sollen 7 mm Rundeisen verwandt werden. Die Nutzhöhe $(h - a)$ sei $20 - 1,5 = 18,5$ cm.

$$K = \frac{18,5}{\sqrt{69\,283}} = \frac{18,5}{264} = 0,0701;$$

$$f_e = \sim 0,013 \cdot 264 = 3,43 \text{ cm}^2 = 9 \text{ Einlagen von 7 mm Durchm.}$$

2. Berechnung des Plattenbalkens.

Die lichte Weite der Brücke beträgt 11,90 m. Rechnet man je 0,50 m Auflagerug, so ist die in Rechnung zu setzende Stützlänge

$$11,90 + 0,50 = 12,40 \text{ m}.$$

Entfernung der Rippen, von Mitte zu Mitte gemessen, $b = 1$ m.

a) Ständige Belastung:

Granitpflaster .	1,00 · 0,10 · 2700 =	270 kgm
Magerbeton .	1,00 · 0,15 · 2200 =	330 „
Fahrbahnplatte	1,00 · 0,20 · 2400 =	480 „
Balken . . .	0,90 · 0,40 · 2400 =	870 „
	zusammen	1950 kgm.

$$M_g = \frac{1950 \cdot 12,4^2 \cdot 100}{8} = \mathbf{3\,747\,900} \text{ cmkg.}$$

b) Belastung durch Dampfwalze.

Die Dampfwalze ist so aufzustellen, daß ihre Symmetrieachse mit der Längsachse des zu untersuchenden Balkens M—N zusammenfällt (vergl. Abb. 172). Nimmt man wieder an, daß die Druckverteilung unter 45° erfolgt, so ergibt sich gemäß Abb. 173 für das Vorderrad ($P = 10\,000$ kg) eine Verteilungsbreite von $t = 1,50$ m. Dann ist der Auflagerdruck einer Platte

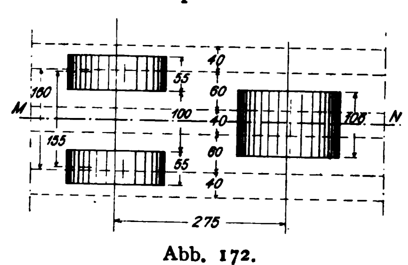


Abb. 172.

$$\frac{\frac{P}{2}\left(b - \frac{t}{4}\right)}{b} = \frac{P}{2}\left(1 - \frac{t}{4 \cdot b}\right) = \frac{10\,000}{2}\left(1 - \frac{1,50}{4 \cdot 1,0}\right) = 3125 \text{ kg.}$$

Der Gesamtauflagerdruck ist dann

$$A = 2 \cdot 3125 = \mathbf{6250} \text{ kg.}$$

Der Abstand der Hinterräder, von Mitte bis Mitte gemessen, beträgt 1,55 m und die Verteilungsbreite je eines Hinterrades $t = \sim 100$ cm. Die in Frage kommende Belastungsbreite ist gemäß Abb. 174 also

$$100 - 28 = 72 \text{ cm},$$

$$P' = \frac{6500 \cdot 0,72}{1,0} = 4680 \text{ kg.}$$

Auflagerdruck einer Platte

$$\frac{4680 \cdot \frac{72}{2}}{100} = 1685 \text{ kg.}$$

Der Gesamtauflagerdruck ist dann

$$A = 2 \cdot 1685 = \mathbf{3370} \text{ kg.}$$

[Andere Lösung: Die vom Vorderrad auf den Balken entfallende Belastung ist

$$\frac{10\,000 \cdot 1{,}0}{1{,}5} = 6667 \text{ kg}$$

und die von den Hinterrädern entfallende Belastung

$$2\left(\frac{6500 \cdot 0{,}72}{1{,}0}\right) \cdot \frac{0{,}36}{1{,}0} = 3370 \text{ kg.}]$$

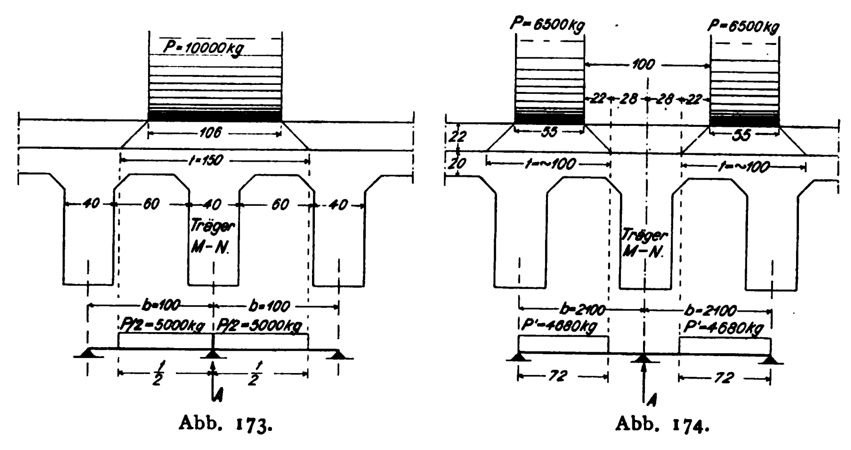


Abb. 173. Abb. 174.

Nach Ermittlung der für den Träger MN in Betracht kommenden Einzellasten ist nunmehr die ungünstigste Stellung derselben für den Brückenbalken festzustellen. Die vor und hinter der Dampfwalze liegende Fahrbahn soll durch Menschengedränge $p = 500$ kg/m² belastet werden, also $1{,}0 \cdot 500 = 500$ kg f. 1 lfd. m.

Das maximale Verkehrsmoment ist auf graphischem Wege (Abb. 175) gefunden worden. Steht das Vorderrad über Trägermitte, so beträgt

$$M_p = H \cdot y = 9000 \cdot 326 = 2\,934\,000 \text{ cmkg.}$$

Genauer findet man den Wert auf analytischem Wege: Nach Abb. 176 ist der bei A gelegene Teil des Menschengedränges

$$1{,}95 \cdot 500 = 975 \text{ kg;}$$

der andere bei B liegende Teil ist dann

$$5{,}45 \cdot 500 = 2725 \text{ kg.}$$

$$A = \frac{975\left(12{,}4 - \frac{1{,}95}{2}\right) + 3370\,(6{,}2 + 2{,}75) + 6250 \cdot 6{,}2 + 2725 \cdot \frac{5{,}45}{2}}{12{,}40}$$

$$= 7055 \text{ kg.}$$

(Graphisch zu 7000 kg ermittelt.)

$$B = (975 + 2725 + 3370 + 6250) - 7055 = 6265 \text{ kg}$$

$$M_p = 6265 \cdot 6{,}2 - 2725\left(6{,}2 - \frac{5{,}45}{2}\right) = 29374 \text{ mkg} = \mathbf{2937400} \text{ cmkg}.$$

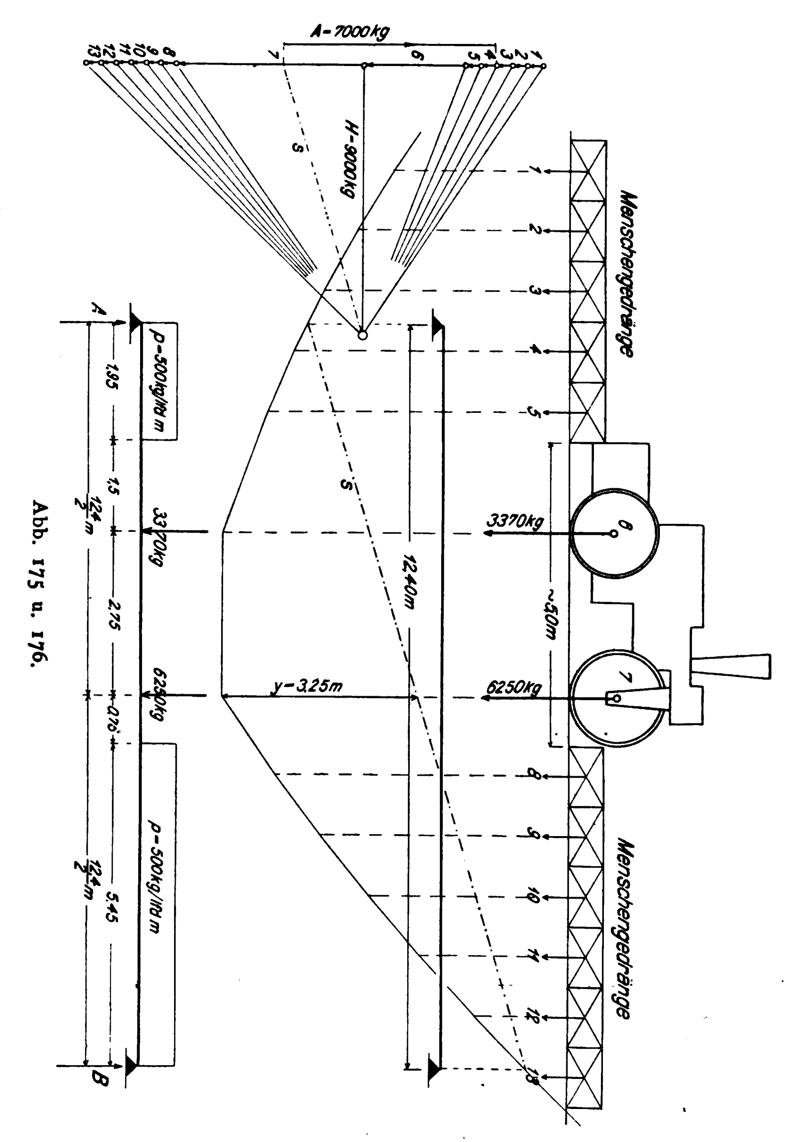


Abb. 175 u. 176.

[Will man von einer graphischen Untersuchung absehen, so kann folgender Annäherungsweg eingeschlagen werden (vergl. Abb. 177): Moment infolge Menschengedränge

$$M = \frac{500 \cdot 12{,}4^2 \cdot 100}{8} = 961000 \text{ cmkg}.$$

Die Raddrücke von 3370 und 6250 kg werden nunmehr um den entsprechenden Wert für Menschengedränge unter der Dampfwalze verringert; also

$$\text{Vorderrad} = 6250 - 2{,}5 \cdot 1 \cdot 500 = 5000 \text{ kg}$$
$$\text{Hinterräder} = 3370 - 2{,}5 \cdot 1 \cdot 500 = 2120 \text{ „}$$

Werden nun diese beiden Lasten so aufgestellt, daß der Abstand der

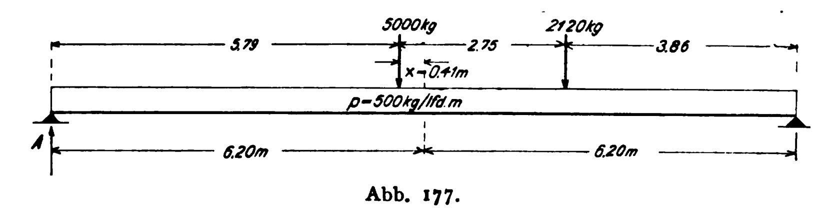


Abb. 177.

größten (= 5000 kg) von Balkenmitte

$$x = \frac{2120 \cdot 2{,}75}{2 \cdot 7120} = 0{,}41 \text{ m}$$

beträgt, so ist

$$A = 5000\left(1 - \frac{5{,}79}{12{,}4}\right) + \frac{2120 \cdot 3{,}86}{12{,}4} = 4696 \text{ kg}$$

$$M' = 4696 \cdot 6{,}2 - 5000 \cdot 0{,}41 = 27065 \text{ mkg} = 2706500 \text{ cmkg}$$

Gesamtmoment infolge Verkehrslast, also

$$M_p = M + M' = 961000 + 2706500 = 3667500 \text{ cmkg.]}$$

c) Größtmoment.

Größtmoment

$$M_{\max} = M_g + M_p = 3\,747\,900 + 2\,937\,400 = \mathbf{6\,685\,300} \text{ cmkg.}$$

d) Erforderlicher Eisenquerschnitt.

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e\left(h' - \frac{d}{2}\right)} = \frac{6\,685\,300}{1200\,(110 - 5 - 10)} = 58{,}64 \text{ cm}^2$$

= 9 Rundeisen von je 2,9 cm Durchm. ($f_e = 59{,}49$ cm²).

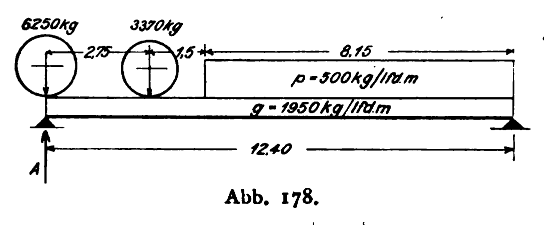


Abb. 178.

Es ist dann nach den amtlichen Bestimmungen

$$x = 39{,}3 \text{ cm}$$
$$y = 30{,}4 \text{ cm}$$
$$\sigma_e = 1168 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_b = 46 \text{ kg/cm}^2.$$[1]

e) Schubspannungen.

$$A = V_{\max} = 6250 + \frac{3370 \cdot 9{,}65}{12{,}4} + \frac{500 \cdot 8{,}15^2}{2 \cdot 12{,}4} + 6{,}2 \cdot 1950$$
$$= \mathbf{22\,300} \text{ kg}$$

[1]) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau I, 4. Aufl., S. 99, 100.

$$\tau_0 = \frac{22\,300}{40(110 - 5 - x + y)} = 5{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zulässige Schubspannung $\tau = 4{,}5$ kg/cm² ist also überschritten. Der Abstand der Bügel am Auflager ergibt sich nach der Formel

$$s = \frac{800 \cdot f}{(\tau_{max} - 4{,}5)\, b_1}.$$

Werden Bügelflacheisen $^{20}/_{8}$ mm genommen, so ist

$$f = 2 \cdot (2 \cdot 0{,}3) = 1{,}2 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{800 \cdot 1{,}2}{(5{,}8 - 4{,}5)\, 40} = \text{rd. } 19 \text{ cm.}$$

[Soll die Bügelteilung auf graphischem Wege erfolgen, so berechnet man die Anzahl der Bügel für eine Balkenhälfte zu

$$i = \frac{12{,}40 \cdot 40}{3200} \cdot \frac{1{,}3}{1{,}2} = 17 \text{ Stück}$$

(vergl. Kersten, Eisenbetonbau I, Abschn. XII).

Will man dem Auftreten der Schubkräfte durch Abbiegen der oberen 4 Eisen Rechnung tragen, so muß dort, wo mit dem Aufliegen zu beginnen ist, die Schubkraft nur sein

$$V = \frac{22\,300 \cdot 4{,}5}{5{,}8} = 17\,300 \text{ kg.}$$

Die Entfernung dieser Stelle vom linken Auflager beträgt

$$c = \frac{(22\,300 - 17\,300) \cdot 12{,}4}{2 \cdot 22\,300} = \sim 1{,}4 \text{ m.}$$

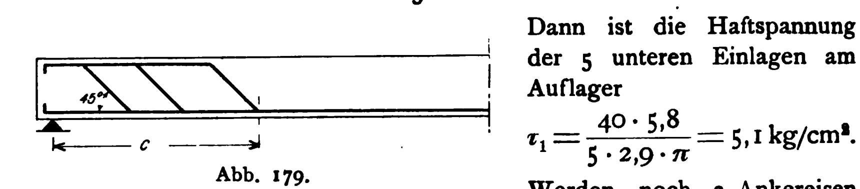


Abb. 179.

Dann ist die Haftspannung der 5 unteren Einlagen am Auflager

$$\tau_1 = \frac{40 \cdot 5{,}8}{5 \cdot 2{,}9 \cdot \pi} = 5{,}1 \text{ kg/cm}^2.$$

Werden noch 2 Ankereisen von je 1 cm Durchm. am Auflager vorgesehen, so ist

$$\tau_1 = \frac{40 \cdot 5{,}8}{(5 \cdot 2{,}9 + 2 \cdot 1{,}0)\,\pi} = 4{,}5 \text{ kg/cm}^2.]$$

Aus praktischen Gründen sind die seitlichen Balken ebenso kräftig armiert als die Mittelbalken.

3. Berechnung der Fußwegplatten.

Plattenstärke $h = 12$ cm. Entfernung der Kragträger von Mitte zu Mitte $l = 2$ m (vergl. Abb. 180).

Belastung: Menschengedränge $2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 500 = 1000$ kg
Eigengewicht $2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}12 \cdot 2400 = 576$ „
zusammen 1576 kg.

Bei Berücksichtigung einer Einspannung ist

$$M = \frac{1576 \cdot 200}{10} = 31\,520 \text{ cmkg.}$$

Es sollen ebenfalls Eisenstäbe von 7 mm Durchm. verwandt werden.

$$(h-a) = 12 - 1{,}5 = 10{,}5 \text{ cm}$$

$$K = \frac{10{,}5}{\sqrt{M}} = \frac{10{,}5}{178} = 0{,}059$$

$$f_e = \sim 0{,}015 \cdot 178 = 2{,}67 \text{ cm}^2$$

$$= 7 \text{ Rundeisen } (f_e = 2{,}70 \text{ cm}^2).$$

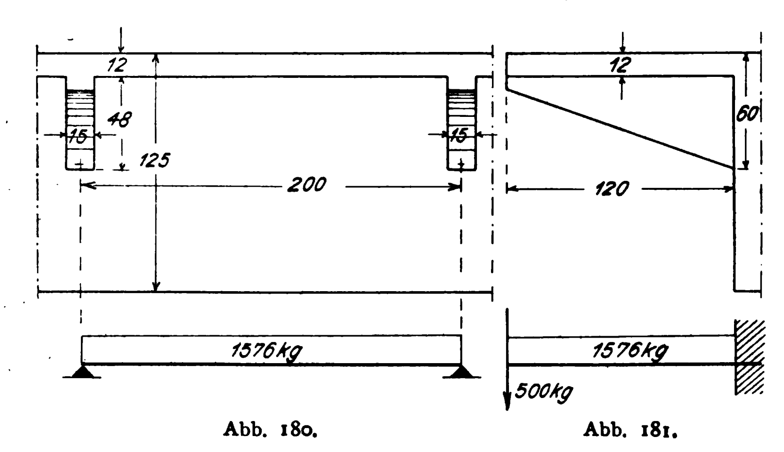


Abb. 180. Abb. 181.

Aus praktischen Gründen sind — wie in der Fahrbahnplatte — 9 Rundstäbe genommen worden.

4. Berechnung der Kragträger.

Kraglänge = 1,2 m.

Menschengedränge und Eigengewicht der Platte = 1576 kg
Geländergewicht und Druck von Menschenlast
gegen das Geländer $2 \cdot 250$ . . . . = 500 „

$$M_{max} = \frac{1576 \cdot 120}{2} + 500 \cdot 120 = 154\,560 \text{ cmkg.}$$

Trägerbreite = 15 cm (Abb. 182). Die Zugzone liegt oben.

$$(h-a) = 57 \text{ cm}$$

$$x = \frac{57}{3} = 19 \text{ cm}^{1)}$$

$$f_e = \frac{\sigma_b \cdot x \cdot b}{2 \cdot \sigma_e} = \frac{40 \cdot 19 \cdot 15}{2 \cdot 1200} = 4{,}75 \text{ cm}^2$$

= 3 Rundeisen von 1,5 cm Durchm.

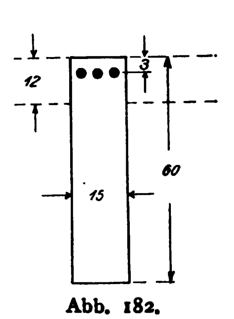


Abb. 182.

Eine gleiche Armierung ist aus praktischen Gründen auch in der Druckzone vorzunehmen (vergl. Abb. 118).

Größte Schubkraft

$$Q = 1576 + 500 = 2076 \text{ kg,}$$

Schubkraft des Betons

$$\tau_0 = \frac{2076}{15\,(57 - 6{,}33)} = 2{,}7 \text{ kg/cm}^2,$$

Haftspannung des Eisens

$$\tau_1 = \frac{15 \cdot 2{,}7}{3 \cdot 1{,}5 \cdot \pi} = 2{,}9 \text{ kg/cm}^2.$$

Beispiel 3.

Fußgängerbrücke in Landeshut (Schlesien).

Die Konstruktion besteht aus 2 Widerlagspfeilern, die einseitig einen Freiträger aufnehmen, der durch den negativen Erddruck und die Reibung zwischen Betonsohle und Baugrund in stetig stabilem Zustand gehalten wird. Zwischen den Freiträgerenden hängt sich als Träger auf 2 Stützen der Hauptbrückenteil ein, der nach dem Eggertschen System armiert worden ist.

Als Materialien sind verwandt worden: Kiesbeton 1:4, der mit 50 kg/cm² zulässiger Inanspruchnahme gerechnet ist, und Flußstahl von garantiert 6000 kg/cm² Festigkeit, der mit 1500 kg/cm² zulässiger Inanspruchnahme gerechnet ist. Das Elastizitätsverhältnis von Stahl zu Beton ist $n = 17$.

Als Nutzlast ist Menschengedränge mit 400 kg/m² angenommen, jedoch mit Rücksicht auf etwa stark wechselnde Belastung, Stöße oder dergl. um 25 vH. erhöht, so daß in die Rechnung stets 500 kg/m² als Nutzlast eingeführt sind.

1. Berechnung der Hauptträger.

Stützweite = 15 m.

Gemäß Abb. 183 beträgt das Eigengewicht für einen Hauptträger:

Platte 0,10 · 1,05 · 2400	. . . . =	252 kg f. 1 lfd. m
Steg 0,18 · 0,80 · 2400	. . . . =	345 „
Belag, Geländer usw.	. . . . =	53 „
	Eigenlast =	650 kg f. 1 lfd. m
Die Nutzlast beträgt rd.	. . . . =	500 „
	Gesamtlast:	1150 kg f. 1 lfd. m.

$$M_{max} = \frac{1150 \cdot 15 \cdot 1500}{8} = 3\,240\,000 \text{ cmkg}$$

$$[a = 6 \text{ cm},\ f_e = 36 \text{ cm}^2]$$
$$x = 34{,}06 \text{ cm}$$
$$y = 29{,}35 \text{ cm}.$$

Dann ergeben sich die Beanspruchungen zu

$$\sigma_e = 1135 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\sigma_b = 45{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Beanspruchungen erreichen also nicht die zulässigen Grenzen. Was die Armierung anlangt, ist, wie bereits erwähnt, Stahl genommen

worden, und zwar in Form von Quadrateisen ($2{,}0^2 = 4$ cm², also $f_e = 9 \cdot 4{,}0 = 36$ cm²). Die Stäbe verlaufen in Trägermitte horizontal und gehen durch Aufbiegung der Enden in die Druckzone über, wo sie durch Haken-

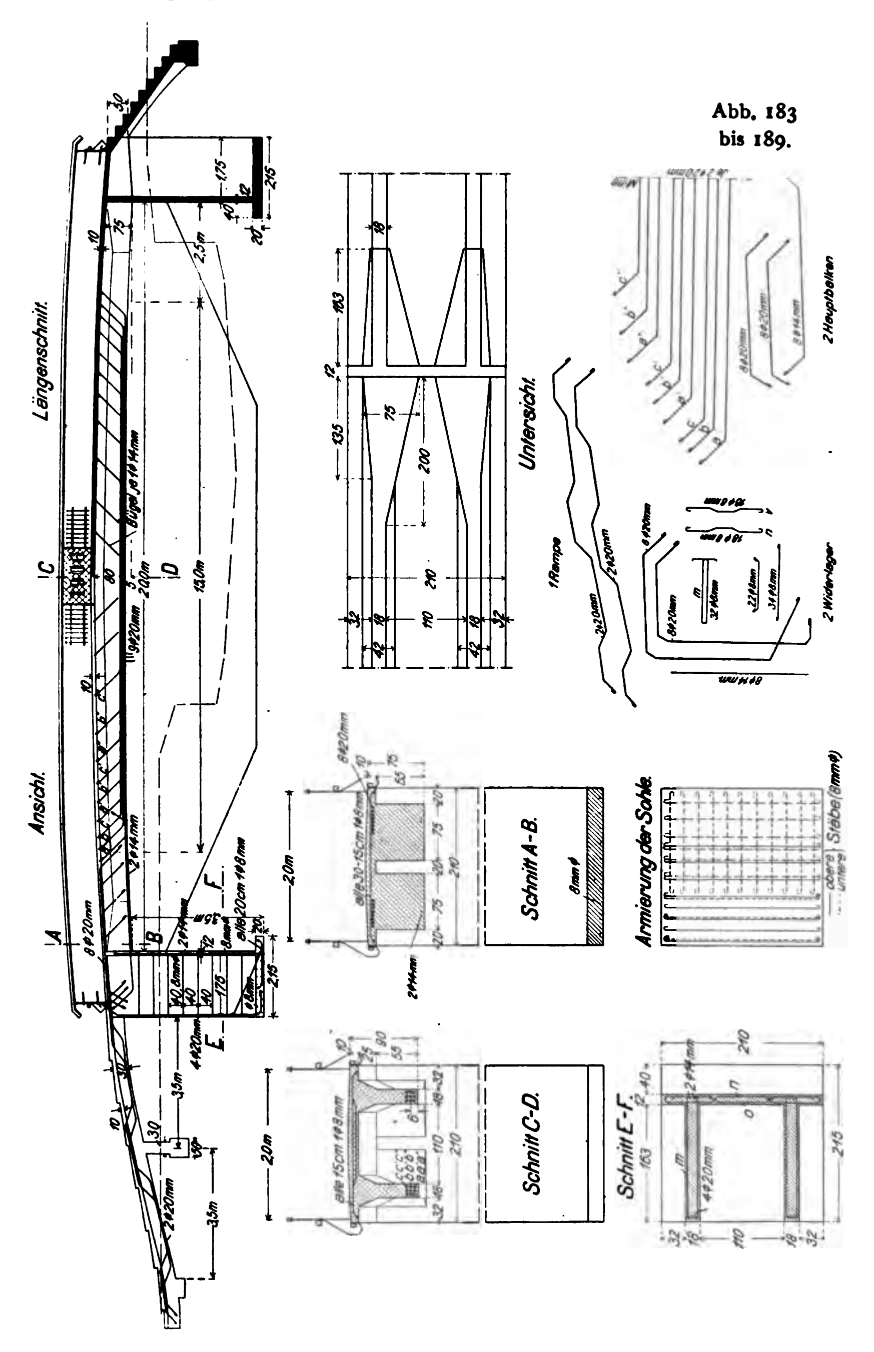


Abb. 183 bis 189.

bildung befestigt werden. Sofern bei einem mit solchen Stäben hergestellten Balken die Endbefestigung der Stäbe sicher ist, bedarf es für die Kräfteübertragung nicht mehr einer Inanspruchnahme der Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen, wie es sonst der Fall ist. Diese vollzieht sich vielmehr, von den Endbefestigungen und den Aufbiegungen der Stäbe ausgehend, in ganz ähnlicher Weise wie bei einem Fachwerkträger, wobei der massive Baukörper alle Druckkräfte und die Stahlstäbe alle Zugkräfte aufnehmen. Statt der Endumbiegungen, welche wegen der Einfachheit der Ausführung in der Regel angewendet werden, kann man auch besondere Ankerplatten vorsehen. Die zahlreichen Belastungen bei Probeausführungen nach dem Eggertschen System haben vorzügliche Resultate gezeigt. Die Endbefestigungen sind stets unverändert geblieben.

2. Berechnung der Kragträger.

Stützweite $= 2,5 + 0,06 = 2,56$ m (siehe Berechnung der Pfeiler). Der Steg des Kragträgers ist nach dem Auflager zu auf 75 cm verbreitert, um den nötigen Druckquerschnitt zu gewinnen. Zur Aufnahme der negativen Momente sind 8 Stahleinlagen von 20 mm Durchm. mit $8 \cdot 2,0^2 = 32$ cm² Querschnitt angeordnet worden.

Konstruktionshöhe am Auflager $h = 75$ cm ($a = 5$ cm). Gemäß Abb. 183 beträgt das Eigengewicht

Platte $0,10 \cdot 1,05 \cdot 2400$	$=$	252 kg f. 1 lfd. m
Steg $\frac{0,18 + 0,75}{2} \cdot 0,80 \cdot 2400$.	$=$	883 „
Asphaltbelag, Geländer usw. . .	$=$	55 „
Eigenlast	$=$	1190 kgf. 1 lfd. m
Die Nutzlast beträgt	$=$	500 „
Gesamtlast		1690 kg f. 1 lfd. m.

$$M_{max} = \frac{1150 \cdot 15}{2} \cdot 256 + \frac{1690 \cdot 2,56^2 \cdot 100}{2} = 2\,764\,000 \text{ cmkg}$$

$$x = \frac{17 \cdot 32}{75} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 75 \cdot 70}{17 \cdot 32}} - 1 \right] = 25,45 \text{ cm.}$$

Dann ergeben sich die Beanspruchungen zu

$\sigma_e = 1400$ kg/cm²

$\sigma_b = 44,1$ kg/cm².

3. Berechnung der Pfeiler.

Die seitlichen Pfeiler haben je das vom Freiträger herrührende Moment aufzunehmen.

Bei nebenstehendem Pfeilerquerschnitt ist

$$x = \frac{17 \cdot 16\,(175 - 5) + \frac{105 \cdot 12^2}{2}}{12 \cdot 105 + 17 \cdot 16} = 35,1 \text{ cm}$$

$$y = 35,1 - 6 + \frac{12^2}{6\,(2 \cdot 35,1 - 12)} = 29,52 \text{ cm.}$$

Dann ist $x - y = 5{,}58$ cm,
wofür oben bei der Berechnung der Kragträger der Wert 6 cm eingesetzt ist.

Die Beanspruchungen berechnen sich zu

$$\sigma_e = \frac{2\,764\,000}{16\,(170 - 5{,}58)} = 1050 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = 1050 \cdot \frac{35{,}1}{17\,(170 - 35{,}1)} = 16{,}1 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese niedrigen Beanspruchungswerte zeigen, daß selbst an den Auflagerstellen nur überall durchaus zulässige Spannungen auftreten. Die Höhe des Pfeilers ist rd. 3,50 m. Abgesehen vom negativen Erddruck würde an der Pfeilersohle ein Reibungswiderstand erforderlich sein von

$$\frac{2\,764\,000}{350} = 7900 \text{ kg.}$$

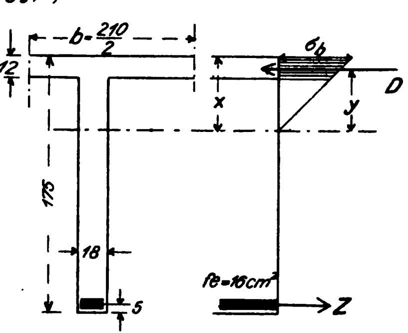


Abb. 190.

Der aus der Auflast resultierende Reibungswiderstand ist aber bei Einsetzung eines Reibungskoeffizienten von 0,5

$$= 0{,}5 \left(\frac{1150 \cdot 15}{2} + 1690 \cdot 2{,}5 + \sim 3130 \right) = \text{rd. } 8000 \text{ kg},$$

so daß der vorhandene bedeutende negative Erddruck ganz als Sicherheitsfaktor angesehen werden kann.

4. Die Pressung des Baugrundes

beträgt

$$\sim \frac{8000}{215 \cdot 105} \cdot \frac{215}{170} = 0{,}45 \text{ kg/cm}^2.$$

5. Die Sohle der Pfeiler

ist bei 20 cm Stärke und mit etwa alle 30 cm 1 Stab 8 mm Durchm. augenscheinlich genügend stark (vergl. Abb. 185).

6. Die Platte der Hauptträger

erhält bei 10 cm Mindeststärke alle 15 cm 1 Stab 8 mm Durchm., abwechselnd oben und unten $\left[\text{also } f_e = \frac{100}{30} \cdot 0{,}8^2 = 2{,}14 \text{ cm}^2\right]$

$$M_{max} = \frac{(240 + 500)\,(1{,}10 + 0{,}18)^2}{8} \cdot 100 - (240 + 500)\,\frac{\left(0{,}32 + \frac{0{,}18}{2}\right)^2}{2} \cdot 100$$

$$= 8\,930 \text{ cmkg.}$$

Dann ist
$$x = 2{,}15 \text{ cm}$$
$$\sigma_e = 512 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_b = 10{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

7. Die Rampe

wird in Entfernungen von bis zu 4 m unterstützt und hat beistehenden Querschnitt. Bei je 2 Stahleinlagen von 20 mm Durchm. ($f_e = 8$ cm²) und

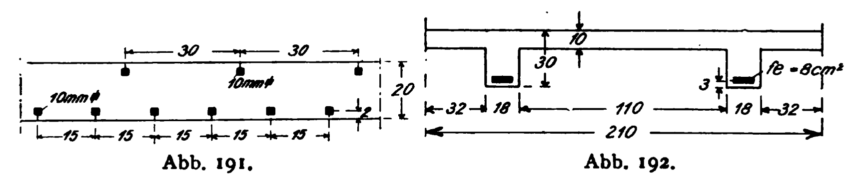


Abb. 191. Abb. 192.

10 cm Plattenstärke berechnet sich das Eigengewicht für einen Träger zu

Platte 1,05 · 0,10 · 2400 . . .	= 252 kg f. 1 lfd. m
Steg 0,2 · 0,18 · 2400 . . .	= 86 „
Asphaltbelag usw.	= 42 „
Eigenlast	= 380 kg f. 1 lfd. m
Die Nutzlast beträgt	= 500 „
Gesamtlast	= 880 kg f. 1 lfd. m.

$$M_{\max} = \frac{880 \cdot 4{,}0 \cdot 400}{10} = 161\,000 \text{ cmkg}$$

$$x = 7{,}53 \text{ cm}$$

$$y = 5{,}82 \text{ cm.}$$

Die Beanspruchungen sind dann

$$\sigma_e = 795 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\sigma_b = 18{,}1 \text{ kg/cm}^2.$$

B. Einfache Balkenbrücken mit unten liegender Fahrbahn.

Ausführung.

Bei größeren Spannweiten als 8 bis 10 m, aber geringeren Breiten als 5 bis 6 m kommen die Balkenbrücken mit obenliegender Fahrbahn, wie unter A besprochen, in vielen Fällen deshalb nicht zur Anwendung, weil ihre Konstruktionshöhe, die Entfernung von Bauwerksunterkante bis zum höchsten Punkt des Schotterbettes oder bis Schienenoberkante, zu bedeutend wird. Ist man nicht in der Lage, durch Anordnung von Zwischenpfeilern ein kontinuierliches Trägersystem zu verwenden, und will man andererseits die kostspieligen Widerlagskörper eines gewölbten Brückenbogens vermeiden, so bleibt nur noch die Balkenbrücke mit versenkter Fahrbahn zur Wahl übrig. Sie empfiehlt sich in erster Linie für Überführungen von Bahneinschnitten, wo es sich bekanntlich darum handelt, Niveauübergänge zu ersetzen. Die Rauchgase der Lokomotiven üben keinen schädlichen Einfluß auf die Brückenkonstruktion aus, was bei eisernem Tragewerk nicht behauptet werden kann.

Die Grundformen dieses Brückensystems sind aus den Abb. 193 bis 198 ersichtlich. Bei allen Grundformen unterscheidet man, wie bei den Blechträgerbrücken, die eigentlichen Tragbalken und die dazwischenliegende Fahrbahnkonstruktion. Für Fußgängerbrücken, bei welchen Breite und Länge der Fahrbahn sowie die Belastungen gering sind, genügt eine Brückenform nach Abb. 193a. Beide Tragbalken sind in der Ebene des

Untergurtes durch eine normale, fest verspannte Platte miteinander verbunden. Abb. 194 zeigt den dazugehörigen Längsschnitt. Soll aus irgend welchen Gründen noch ein seitlicher Fußsteig vorgesehen werden, so kann man die Ausführung desselben gemäß Abb. 193b vornehmen. Bei größeren Brückenabmessungen und Belastungen, insbesondere bei Straßen-

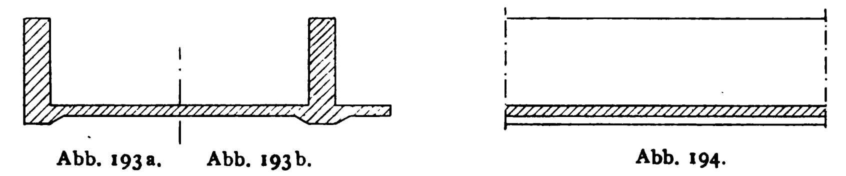


Abb. 193a. Abb. 193b. Abb. 194.

brücken, empfiehlt sich die Anordnung besonderer Querträger, welche fest in den Balken eingespannt sind (Abb. 195). Die Tragstäbe der Fahrbahnplatte laufen parallel zur Brückenachse. Seitliche Fußsteige können gemäß Abb. 195b in der Weise ausgeführt werden, daß man die Querträger

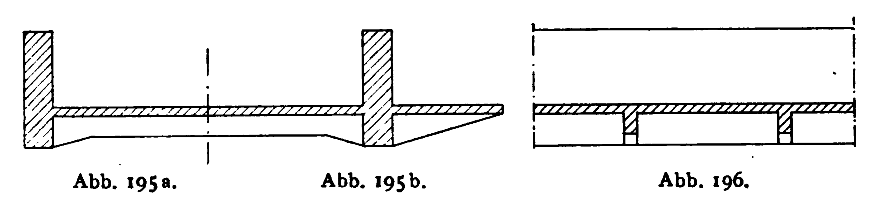


Abb. 195a. Abb. 195b. Abb. 196.

jenseits der Balken in Konsolrippen enden läßt und diese Rippen durch eine kontinuierlich fortlaufende Platte miteinander verbindet. Bei besonders starken Belastungen und Brückenbreiten, namentlich auch bei Eisenbahnbrücken, werden Längsträger notwendig, die wie bei den Blech-

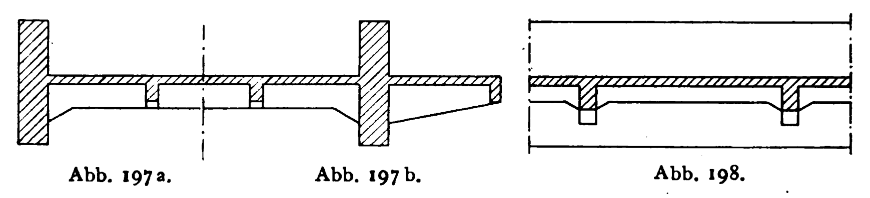


Abb. 197a. Abb. 197b. Abb. 198.

trägerbrücken die Querbalken in Richtung der Brückenachse steif miteinander verbinden. Die Trageisen der Platten laufen dann rechtwinklig zur Brückenachse und sind in den Hauptbalken fest verankert. Bei Eisenbahnbrücken dienen die Längsträger zur Auflagerung der Schienen. Sie übertragen die Raddrücke auf die Querträger und diese wieder auf die Hauptbalken (vergl. Abb. 129). Die Fußsteigkonstruktion kann gleichfalls mit Zuhilfenahme eines Längsträgers ausgeführt werden, welcher die einzelnen Konsolrippen, die Ausläufer der Querträger an den Köpfen fest miteinander verbindet. In allen Fällen wird es sich empfehlen, die Übergänge der einzelnen Konstruktionsteile zur besseren Verspannung und zur Berücksichtigung negativer Biegungsmomente voutenförmig auszugestalten.

Was die Ausführung der Tragbalken anlangt, so kann man durch kräftige Armierung im Ober- und Untergurt die Höhenabmessungen ver-

6*

mindern. Die Trägerhöhe ist natürlich eine Funktion der Brückenbreite, und je größer die letztere ist, um so höher müssen die Balken sein. Große

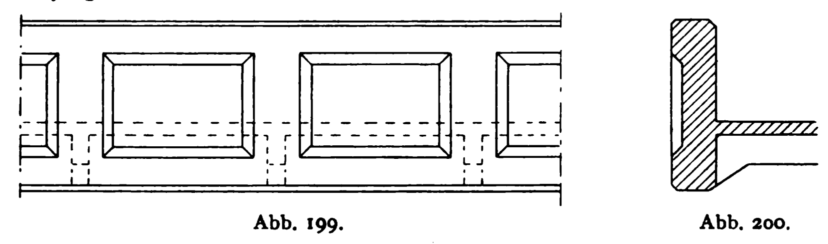


Abb. 199. Abb. 200.

Ersparnis an Material kann dadurch erzielt werden, daß man die Balken als Träger gleicher Biegungsfestigkeit ausführt, diese also entsprechend der Abnahme der Biegungsmomente nach den Auflagern hin allmählich niedriger werden läßt (vergl. Abb. 206). Man verleiht auch auf solche Weise den Brückenträgern ein gefälligeres Aussehen. Bei Straßenbrücken können die seitlichen Balken gleichzeitig als Brüstung benutzt werden, sofern sie nicht zu hoch konstruiert sind und dadurch die Aussicht wegnehmen. Um die Nacktheit einer glatten Betonfläche zu vermeiden, kann man gemäß Abb. 200 Aussparungen an der Außenseite des Trägers vornehmen. Abb. 201 zeigt derartige Aussparungen auch an der Innenseite. Der Hauptträger hat hier eine besondere Versteifung von außen erhalten; die Querträger gehen ein Stück über den Balken hinaus und stützen ihn durch aufwärtsstrebende Rippen. Derartige Versteifungen hindern den Verkehr in keiner

Abb. 201.

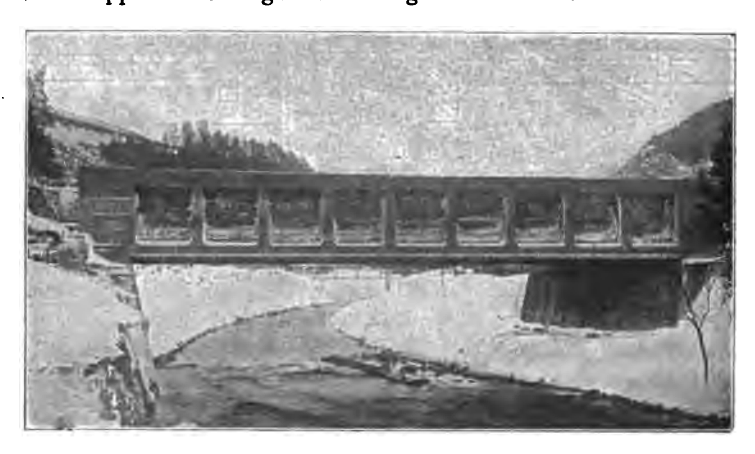


Abb. 202.

Weise, da sie außerhalb der Fahrbahnfläche liegen. Bei Eisenbahnbrücken kann man solche Versteifungsrippen dem Lichtraumprofil gemäß auch an der Balkeninnenseite anbringen (vergl. hierzu Abb. 60).

Da die ganze Brückenlast durch die beiden Hauptträger auf die Widerlager übertragen wird, die Auflagerreaktionen also ganz bedeutend sind,

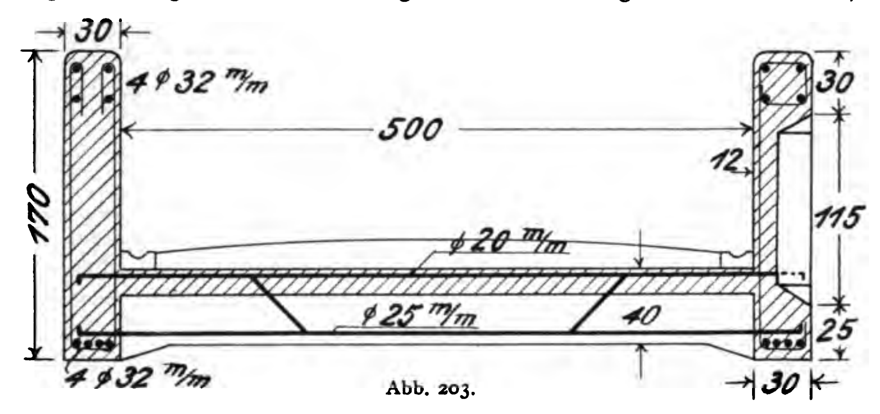


Abb. 203.

verwendet man gern besondere Auflagerklötze, die aus Beton oder Eisenbeton, oder auch aus Haustein bestehen können (vergl. Abb. 143 u. 210). Eingespannte Hauptbalken mit versenkter Fahrbahn sind bisher wohl noch nicht ausgeführt worden.

Die Abb. 202 u. 203 zeigen Ansicht und Querschnitt einer Brücke in Freudenstadt (Christophsthal) in Württemberg, eine Ausführung der Firma Luipold und Schneider.[1]) Die lichte Weite beträgt 11,5 m, die Fahrbahnbreite 5 m. Die Balken sind in einer gleich bleibenden Höhe von 1,70 m durchgeführt und oben wie unten durch je 4 Rundeisen von 3,2 cm Durchm. armiert worden. Die Bauhöhe beträgt 75 cm. Zwischen den Querträgern,

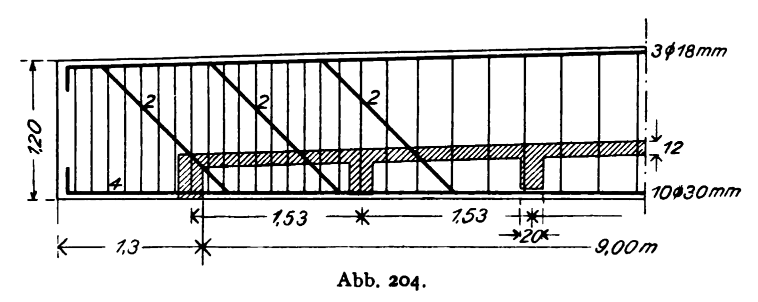


Abb. 204.

die 1,28 m von Mitte zu Mitte entfernt liegen und 4 Einlagen, Durchm. 2,5 cm, aufweisen, sind die Hauptbalken an der Außenseite 18 cm tief ausgespart worden. Plattenstärke = 12 cm. Der obere Balkengurt dient gleichzeitig als Brüstung und ist dementsprechend architektonisch ausgebildet.

Aus Abb. 204 ist Längsschnitt und Trägerarmierung einer Wegeüberführung in Grimmelfingen bei Ulm ersichtlich (Firma Wayss und Freytag). Lichte Weite 9 m, lichte Breite 4,5 m. Da die Einlagen im Trägerquerschnitt nebeneinander gelegt sind, hat man den beiden Balken eine Breite von 70 cm gegeben. Die Armierung der Querträger erfolgt

[1]) Vergl. auch Beton u. Eisen 1906, Heft VI, Seite 142.

durch 4 Rundstangen von je 2,6 cm Durchm. Die Fahrbahn ist mit Asphaltfilzplatten abgedeckt und zur besseren Wasserabführung in Längs- und Querrichtung der Brücke beiderseits mit Gefälle versehen worden. Da die durch die Träger gebildete Brüstung zu niedrig ist, hat man noch ein besonderes Geländer daraufgesetzt. Die Rüstung dieser Brücke zeigt Abb. 95.

Andere Brückenkonstruktionen mit versenkter Fahrbahn sind im Abschnitt VI behandelt.

Berechnung.

Die Berechnung der Balkenbrücken mit untenliegender Fahrbahn erfolgt in ähnlicher Weise wie bei den Blechträgerbrücken. Was zunächst die Fahrbahnplatte anlangt, so stimmt die Berechnung derselben mit jener unter A besprochenen im Prinzip durchaus überein: Einzellasten in Plattenmitte erzeugen größere Biegungsmomente als gleichmäßig verteilte Belastung durch Menschengedränge. Bei Annahme gleicher Höhenlage der Querträger kann man die Fahrbahn als fortlaufende Platte bei freier Lagerung auf den Querträgern ansehen. Berücksichtigt man andererseits die feste Einspannung der Platte zwischen den Querträgern, so genügt eine Dimensionierung nach den Größtmomenten

$$+M = \frac{Q \cdot l}{24}$$

$$-M = \frac{Q \cdot l}{12}.$$

Beide Rechnungsarten setzen Dinge voraus, die in der Praxis zum großen Teil nicht vorhanden sind. Man erspart sich deshalb gern umständliche Berechnungen, nimmt freie Auflagerungen der Plattenstücke über den Querträgern an und vermindert das gefundene Moment um $^3/_4$ oder $^2/_3$ seines Wertes. Natürlich müssen über den Querträgern genügend viel Einlagen im Obergurt der Platte vorhanden sein, um den dort auftretenden Zugkräften Rechnung zu tragen. Sind Längsträger vorhanden, so kann man auch mit allseitiger Auflagerung, bezw. allseitiger (teilweiser) Einspannung rechnen und demgemäß dimensionieren.

Die Längsträger werden in der Regel so angeordnet, daß die Platten gleiche Spannweite erhalten. Bei Eisenbahnbrücken ist ihre gegenseitige Entfernung von der Spurweite des Gleises abhängig.

Für die Querträger ist die ungünstigste Lastenstellung besonders zu ermitteln. Man kann die Träger als beiderseits eingespannte oder frei aufliegende Balken berechnen. In letzterem Falle ist das gefundene Moment um etwa $^2/_3$ seines Wertes zu vermindern. Zur Aufnahme der negativen Einspannungsmomente sind gemäß Abb. 200 oder 201 Versteifungsrippen vorzusehen, die gleichzeitig ein seitliches Ausknicken der Hauptbalken verhüten sollen. Die Einlagen sind nach den Seiten hin zum Teil nach oben zu führen und in den Balken fest zu verankern (Abb. 203).

Die Hauptträger können in gleicher Weise wie die Blechträger berechnet werden, indem man alle Lasten an den Knotenpunkten, den Querträgeranschlüssen, angreifen läßt. Da aber die Fahrbahn in ihrer

ganzen Länge mit den Tragbalken unmittelbar zusammenhängt, dürfte es sich mehr empfehlen, den gleichen Rechnungsgang einzuschlagen, wie er bei den gewöhnlichen Plattenbalkenkonstruktionen üblich ist. An den Auflagern sind einige Zugeinlagen unter 45° in den Druckgurt zu führen, um die Hauptspannungen, die schief in Richtung der Zugtrajektorien wirken, aufzunehmen (vergl. Abb. 204). Die Anordnung der Bügel vollzieht sich in gleicher Weise wie unter A besprochen.

Beispiel 4.

Statische Berechnung einer Straßenbrücke mit versenkter Fahrbahn.[1])

Bei der zuständigen Behörde, dem schlesischen Landesbauamt, war anfangs eine eiserne Brücke in Vorschlag gebracht worden, und zwar eine solche mit halbparabelförmigen Hauptträgern; denn es sollte die Bedingung erfüllt werden, die Konstruktion an den Brückenenden so niedrig wie möglich zu halten, damit die Langholzwagen bequem einfahren könnten[2]). Eine zweite Bedingung war die Innehaltung einer maximalen Konstruktionshöhe von 55 cm. Abb. 207 u. 208 zeigen, daß die Ausführung der Brücke in Eisenbeton auch ästhetischen Anforderungen vollauf genügt. Sämtliche Sichtflächen der Brücke sind mit Portlandzementmörtel fein verputzt, die Oberflächen der Hauptträger, deren obere Biegungslinie als flache Parabel ausgebildet ist, sind wasserdicht geglättet. Die Oberfläche der Fahrbahnplatte ist durch 5 mm starke Asphaltfilzplatten isoliert, die Stärke des Schotterbelages beträgt 15 cm.

Die Breite zwischen den Hauptträgern ist zu 5 m, die lichte Spannweite zwischen den Widerlagern zu 19,5 m und die rechnerische Stützweite zu 20,2 m angenommen worden. Die Fahrbahnlasten werden durch Querträger auf die 45 cm breiten Hauptträger übertragen.

Die Dimensionierung der einzelnen Querschnitte erfolgte nach der Ritterschen Methode. Die Armierung der Hauptträger geschah auf Grund einer Materialverteilungslinie, welche sich der maximalen Momentenlinie so nahe als möglich anpaßte. Bei der Dimensionierung fanden auch der Winddruck sowie die Tendenz der Hauptträger, seitlich auszuknicken, Berücksichtigung durch Anordnung bestimmter Einlagen. Zur Aufnahme der horizontalen Schubspannungen erhielten die Träger Rundeisenbügel, deren Distanzen je nach Erfordernis verschieden waren. Außerdem wurden die Zugeisen dort, wo es die Materialverteilung gestattete, noch zur Durchsetzung der Orte der maximalen Schubspannungen herangezogen.

Die Konstruktion ist für mobile Belastung durch 6 t-Lastwagen (vergl. Abb. 215 bis 217) und 340 kg/m² gleichförmig verteilte Belastung (Menschengedränge) berechnet.

[1]) „Franzensbrücke" in Buchelsdorf bei Freiwaldau (Österr. Schlesien), ausgeführt im Jahre 1905 von der Bauunternehmung Ed. Ast u. Co., Wien.

[2]) Vergl. auch Beton u. Eisen 1906, S. 83. Die hier angegebene Berechnung beschränkt sich auf die Ermittlung der äußeren Kräfte und Biegungsmomente.

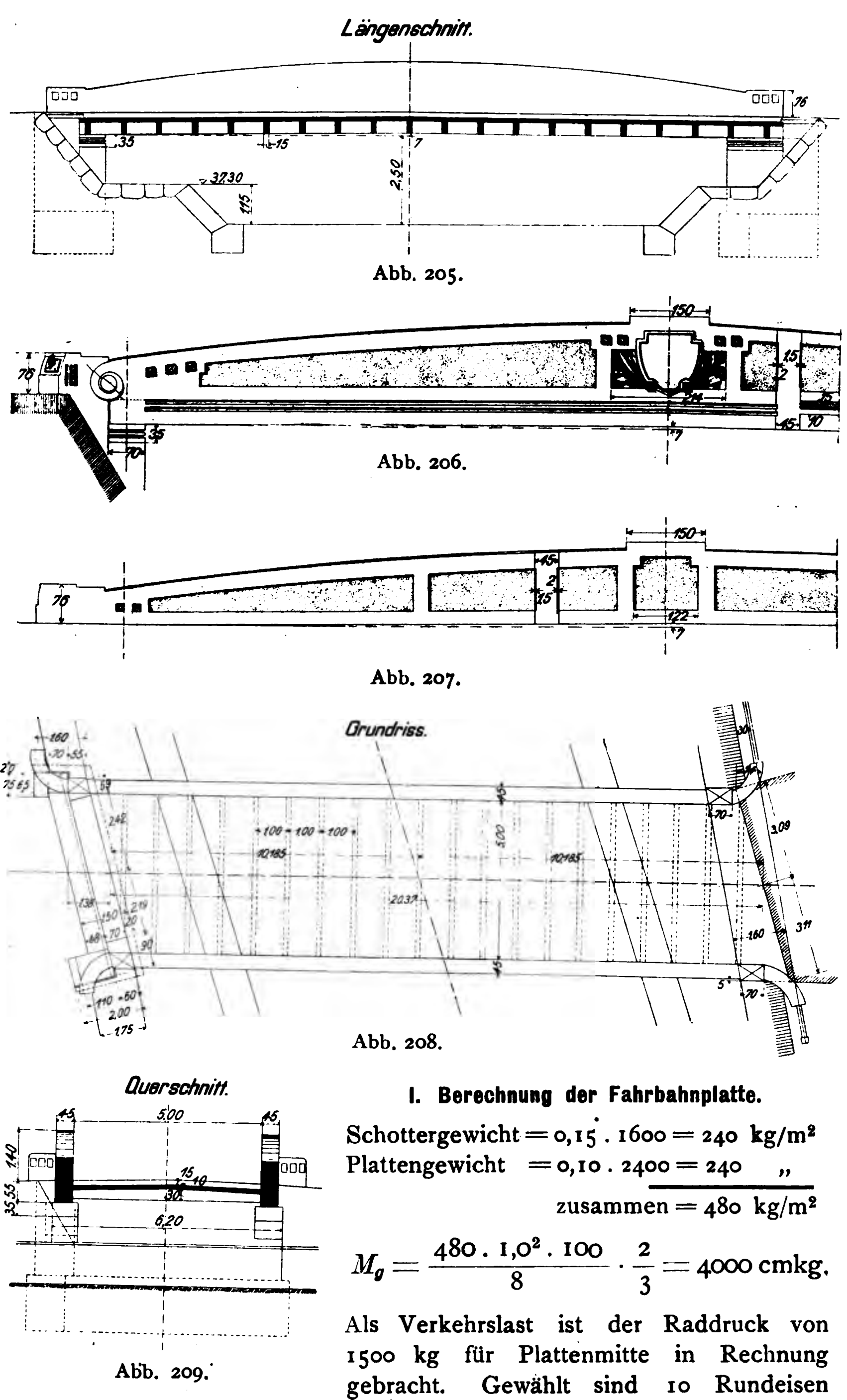


Abb. 205.

Abb. 206.

Abb. 207.

Abb. 208.

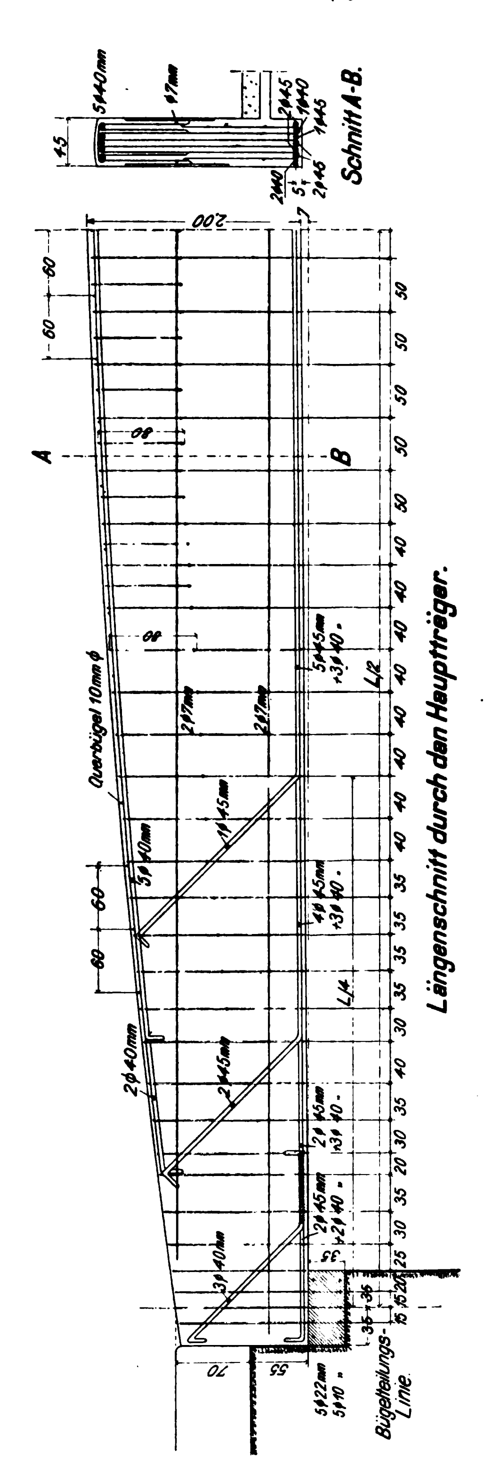
Abb. 209.

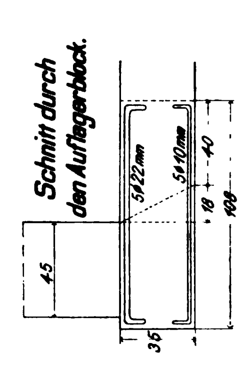
I. Berechnung der Fahrbahnplatte.

Schottergewicht $= 0{,}15 \cdot 1600 = 240$ kg/m²
Plattengewicht $= 0{,}10 \cdot 2400 = 240$ „
zusammen $= 480$ kg/m²

$$M_g = \frac{480 \cdot 1{,}0^2 \cdot 100}{8} \cdot \frac{2}{3} = 4000 \text{ cmkg.}$$

Als Verkehrslast ist der Raddruck von 1500 kg für Plattenmitte in Rechnung gebracht. Gewählt sind 10 Rundeisen von 10 mm Durchmesser (für 1 m Tiefe).





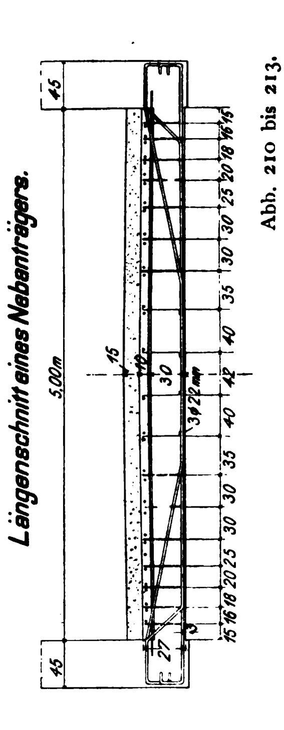


Abb. 210 bis 213.



Abb. 214.

2. Berechnung der Querträger.

Die Belastung setzt sich folgendermaßen zusammen:

$$P = 1{,}35 \cdot 1{,}0 \cdot 340 = 459 \text{ kg},$$
$$g = 480 + 0{,}15 \cdot 0{,}30 \cdot 2400 = 588 \text{ kgm}.$$

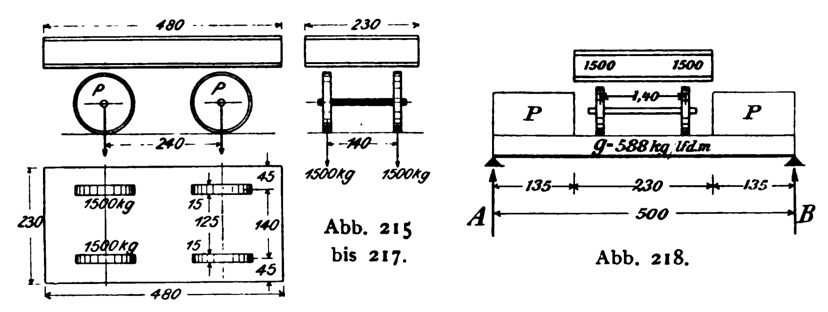


Abb. 215 bis 217.

Abb. 218.

Daraus berechnet sich

$$A = 588 \cdot 2{,}5 + 459 + 1500 = 3429 \text{ kg}$$
$$M = 3429 \cdot 250 - 459 \cdot (250 - 67) - 1500 \cdot 70 - 588 \cdot \frac{2{,}5^2}{2} \cdot 100$$
$$= 484\,732 \text{ cmkg}.$$

Gewählt sind 3 Rundeisen von $d = 2{,}2$ cm Durchm.

3. Berechnung der Hauptträger.

Eigengewicht:

Schotter	$= 0{,}15 \cdot 2{,}5 \cdot 1600$	$= 600$	kg f. 1 lfd. m
Fahrbahn	$= (0{,}1 \cdot 2{,}5 + 0{,}15 \cdot 0{,}30 \cdot 2{,}5) \cdot 2400$	$= 870$	„
Hauptbalken	$= 0{,}45 \cdot 2400 \left(0{,}55 + 0{,}70 + \frac{0{,}75 \cdot 2}{3}\right)$	$= 1890$	„
	zusammen	$g = 3360$	kg f. 1 lfd. m.

Verkehrslast:

Der Einfluß der Wagenbelastung beträgt

$$R = \frac{1500}{5{,}0}(4{,}55 + 3{,}15) = 2310 \text{ kg}$$

Einfluß der gleichförmig verteilten Belastung von 340 kg/m², welche sich neben dem Wagen befindet

$$p' = \frac{340 \cdot 2{,}70 \cdot 1{,}35}{5{,}0} = 248 \text{ kg f. 1 lfd. m.}$$

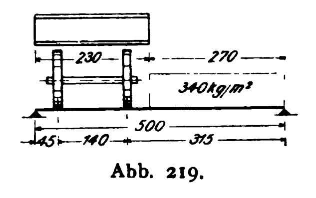


Abb. 219.

Somit gestaltet sich die Belastungsverteilung wie folgt (vergl. Abb. 221):

Eigengewicht $g = 3360$ kg f. 1 lfd. m

Menschengedränge $p = 340 \cdot 2{,}5 = 850$ kg f. 1 lfd. m

$p' = 248$ kg f. 1 lfd. m

Einzellasten $R = 2310$ kg.

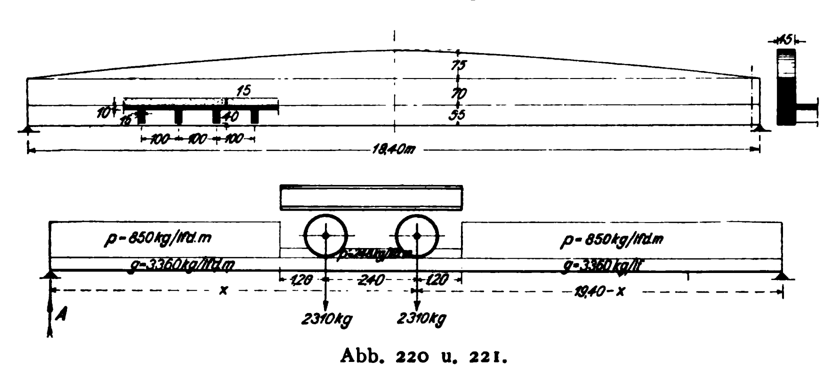


Abb. 220 u. 221.

Ermittlung des gefährlichen Querschnitts und des Maximalmoments:

$$A \cdot 19{,}4 = 3360 \cdot \frac{19{,}4^2}{2} + 850\,(x - 3{,}6)\left(19{,}4 - \frac{x - 3{,}6}{2}\right)$$

$$+ 850 \cdot \frac{(19{,}4 - x - 1{,}2)^2}{2} + 248 \cdot 4{,}8\,(19{,}4 - x + 1{,}2)$$

$$+ 2310\,(19{,}4 - x) + 2310\,(19{,}4 - x + 2{,}4)$$

$$A = \frac{1}{19{,}4}\,(632284 + 19550 \cdot x - 425 \cdot x^2 - 64872 + 24522 \cdot 24$$

$$- 1190{,}4 \cdot x + 140\,777 - 15\,470 \cdot x + 425 \cdot x^2 + 95\,172$$

$$- 4620 \cdot x)$$

$$A = \frac{1}{19{,}4}\,(827\,883{,}24 - 1730{,}4 \cdot x)$$

$$A = 42\,674{,}3 - 89{,}2 \cdot x.$$

$$M_x = 42\,674{,}3 \cdot x - 89{,}2 \cdot x^2 - 850\,(x - 3{,}6)\left(\frac{x - 3{,}6}{2} + 3{,}6\right)$$

$$- 248 \cdot \frac{3{,}6^2}{2} - 2310 \cdot 2{,}4 - 3360 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$= 42\,674{,}3 \cdot x - 89{,}2\,x^2 - 425\,x^2 + 5508 - 1607{,}04 - 5544$$

$$- 1680 \cdot x^2$$

$$= 44\,674{,}3x - 2194{,}2 \cdot x^2 - 1643{,}04$$

$$\frac{dM}{dx} = 42\,674{,}3 - 4388{,}4 \cdot x = 0$$

$$x = \frac{42\,674{,}3}{4388{,}4} = 9{,}72 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 42\,674{,}3 \cdot 9{,}72 - 2194{,}2 \cdot 9{,}72^2 - 1643{,}04 = 20\,586{,}51 \text{ mkg}$$
$$= \mathbf{2\,058\,651} \text{ cmkg.}$$

Diesem $M_{\max}$ entsprechend sind im Obergurt in Balkenmitte
5 Rundeisen von je 40 mm Durchm. und
im Untergurt 6 „ „ „ 45 „ „
1 „ „ 40 „ „
angeordnet worden.

Untersuchung des Querschnitts in $\frac{L}{4}$ der Spannweite:

$$M = 42\,674{,}3 \cdot \frac{19{,}4}{4} - 2194{,}2 \cdot 4{,}85^2 - 1643{,}04 = 1\,537\,200 \text{ cmkg.}$$

$$\text{Trägerhöhe} = 55 + 70 + \frac{4 \cdot 0{,}75}{19{,}4^2}(19{,}4 \cdot 4{,}85 - 4{,}85^2) = 1{,}813 \text{ m.}$$[1]

Die Einlagen sind aus Abb. 210 zu ersehen.

Untersuchung des Querschnitts in $\frac{L}{8}$ der Spannweite:

$$M = 42\,674{,}3 \cdot \frac{19{,}4}{8} - 2194{,}2 \cdot 2{,}425^2 - 1643{,}04 = 889\,403 \text{ cmkg.}$$

$$\text{Trägerhöhe} = 55 + 70 + \frac{4 \cdot 0{,}75}{19{,}4^2}\left(19{,}4 \cdot \frac{19{,}4}{8} - 2{,}425^2\right) = 1{,}578 \text{ m.}$$

Die Einlagen sind aus Abb. 210 zu ersehen.

C. Überdachte Brückengänge.

Obwohl die überdeckten Brückengänge, Verbindungen zweier nahe beieinander gelegener Häuser, mehr dem Gebiet des Hochbaues angehören, sollen sie dennoch an dieser Stelle durch einige Konstruktionsbeispiele kurze Erwähnung finden. Sind an den Häusern kräftige Wände oder Pfeiler vorgesehen, so können gemäß Abb. 222 einige Hauptträger

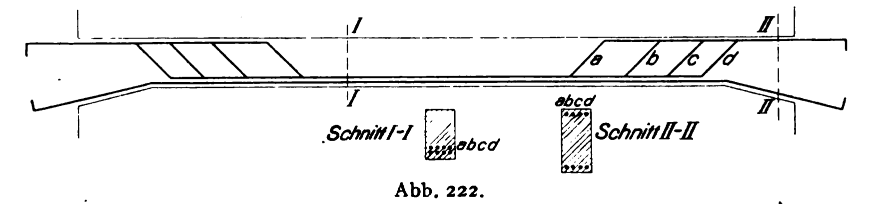


Abb. 222.

von Haus zu Haus gespannt und fest verankert werden. Man verbindet dann die Träger durch Querbalken und schafft sich auf diese Weise eine zweckmäßige Unterstützung des Brückenganges.

---

[1]) Gleichung der Parabel: $y = \frac{4 \cdot f}{l^2}(l \cdot x - x^2)$.

Die Abb. 223 bis 228 zeigen eine Ausführung der Firma Franz Schlüter-Dortmund, einen Verbindungsgang von 11,5 m zwischen zwei

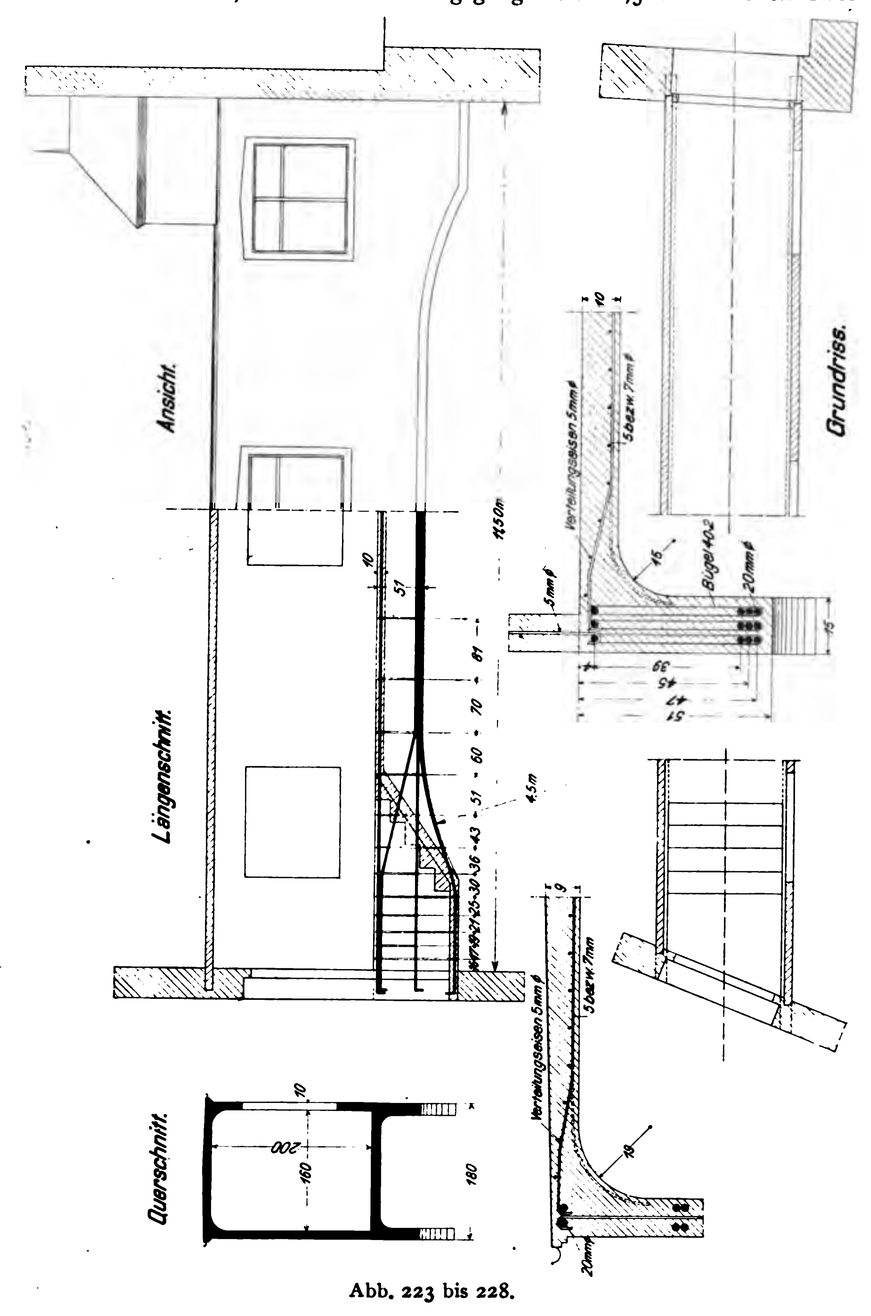


Abb. 223 bis 228.

Häusern für die Rheinisch-Westfälische Zeitung zu Essen a. R. Die Hauptträger haben am Auflager eine Höhe von 1 m und in Spannungsmitte

eine Höhe von 0,51 m. Sie tragen die Nutzlast und das Eigengewicht der Bahn einschließlich der Treppenanlage, während die Last der Dachkonstruktion von einer besonderen, im oberen Teil der Wand befindlichen

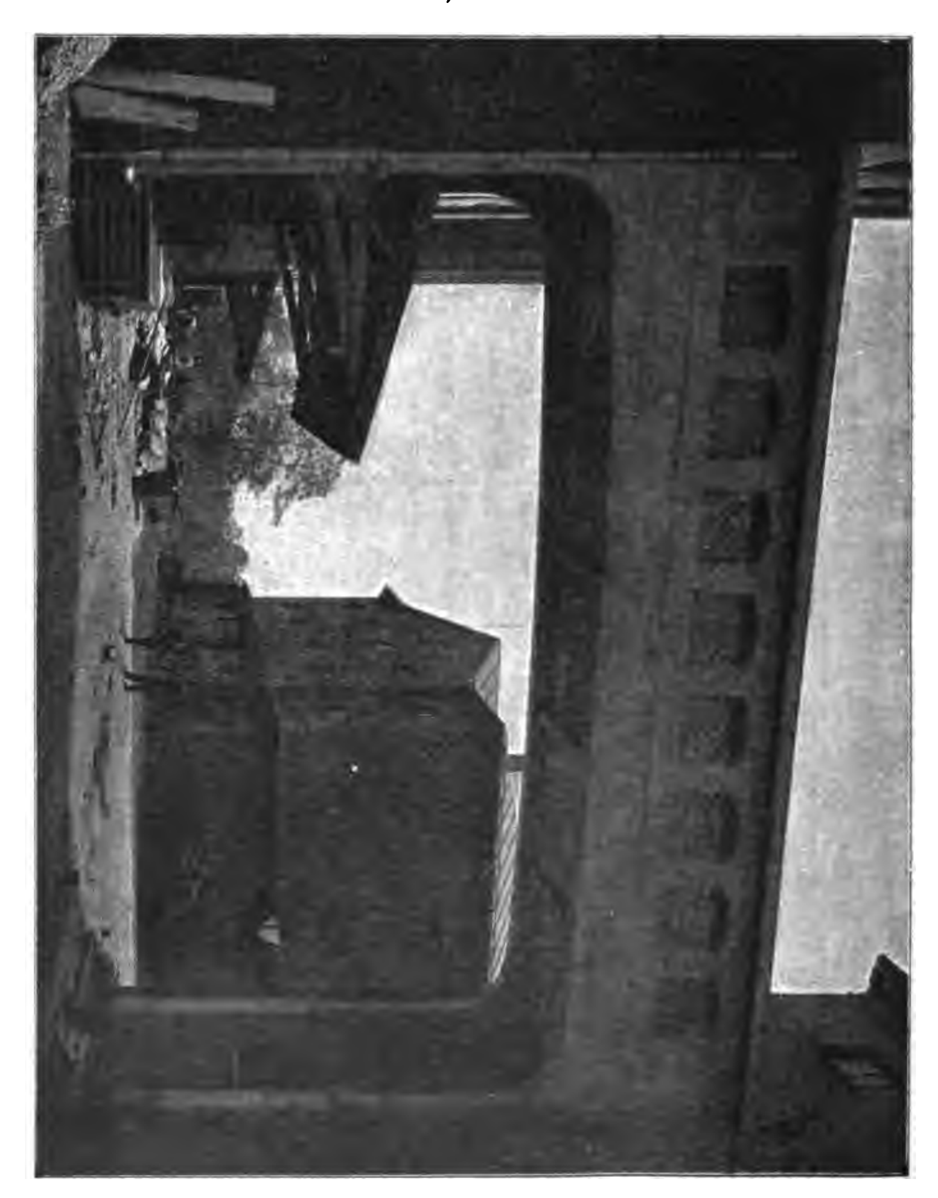


Abb. 229.

Armierung aufgenommen wird. Die eigentliche Wandarmierung besteht aus 10 Rundeisen von 5 mm Durchm. auf 1 m Höhe. Fensteröffnungen sind nur an einer Seite vorgesehen.

Abb. 229 zeigt die Ansicht einer Übergangsbrücke zwischen zwei Fabrikgebäuden im II. Bezirk in Wien, eine Ausführung der Firma Ed. Ast u. Co., Wien. Die ganze Brücke, Wände, Säulen und Dach bestehen aus Eisenbeton. Spannweite 16 m; Höhe über dem Boden 10 m. Die Berechnung erfolgte unter Zugrundelegung einer Nutzlast von 800 kg/m². Für die Auflagerung der Brücke sind besondere Stützen vorgesehen, um die ganze Last unmittelbar auf den Boden zu übertragen.

Die Abb. 230 und 231 führen Einzelheiten der Widerlager einer ganz ähnlichen Brückenkonstruktion vor Augen. Doch wird die Auflagerlast nicht unmittelbar auf den Boden, sondern zunächst auf zwei auskragende I-Eisen überführt, die wiederum durch eine kräftige Wandstütze aus Eisen gestützt sind. Der Anschluß der Hauptbalken an die Stützen erfolgt durch kräftige Vouten. Die Hauptbalken selbst sind durch Querträger miteinander verbunden. Die Tragstäbe der 10 cm starken Brückenbahn laufen in Richtung der Brückenachse, also von Quer- zu Querträger. Auch die Dachplatte hat Verstärkungen durch Querbalken erhalten.

Abb. 230 u. 231.

Von derselben Wiener Firma ist die in den Abb. 232 und 233 dargestellte Verbindungsbrücke beim Kühlhaus der ersten österreichischen Aktiengesellschaft für Lagerhäuser ausgeführt worden.

Die Brückenträger dienen gleichzeitig als Brüstung und tragen in Entfernungen von 3 m durch 15 cm starke Säulen die Dachkonstruktion.

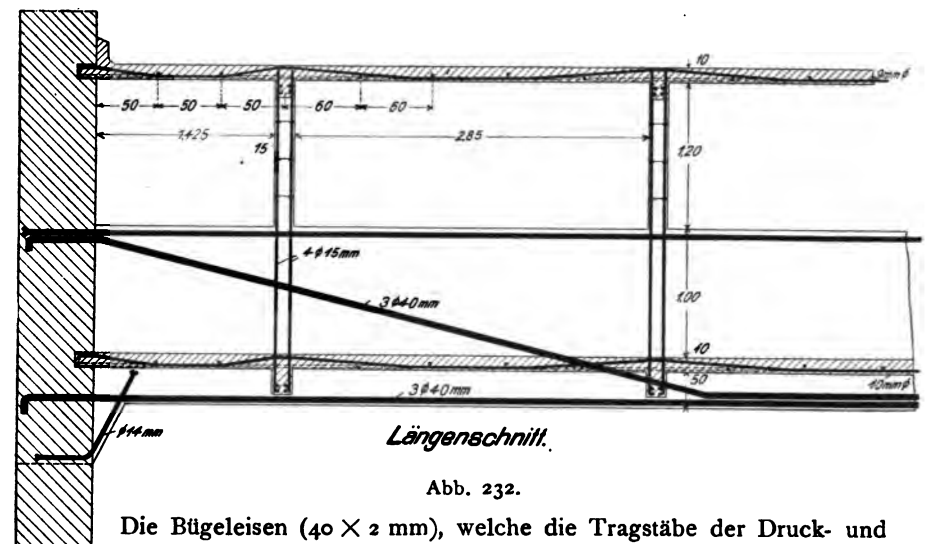


Abb. 232.

Die Bügeleisen (40 × 2 mm), welche die Tragstäbe der Druck- und Zuggurtung umschlingen, sind zwecks Erzielung einer besseren Übersicht in der Abbildung fortgelassen worden. Die ganze Anlage stellt nichts anderes dar, als eine Balkenbrücke mit versenkter Fahrbahn (vergl. Abb. 203) und aufgesetzter Überdachung.

Abb. 233.

D. Balkenbrücken auf mehreren Stützen.

Die Ausführung.

Ist bei größerer Spannweite die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe eine beschränkte, und können Brückensysteme mit untenliegender Fahrbahn aus irgend welchen Gründen nicht zur Anwendung kommen, so empfiehlt sich die Anordnung kontinuierlicher Balkenbrücken auf mehreren Stützen. Diese sind den gewölbten Brücken stets dann vorzuziehen, wenn das Erdreich für den Einbau der Widerlager zu beweglich

ist. Die Höhe der Balken ist natürlich eine Funktion der Stützenentfernung, aus welchem Grunde man in der Wahl der Öffnungsweiten gewissen Einschränkungen ausgesetzt ist. Große Weiten bedingen wenig Stützen, aber bedeutende Balkenhöhen, während umgekehrt kleine Spannweiten viel Stützen, aber geringe Balkenhöhen erfordern. Läßt man die Träger kontinuierlich durchlaufen, so wird sich — gleiche Weiten vorausgesetzt — eine beträchtliche Materialersparnis gegenüber der Anordnung nebeneinander gereihter einfacher Balken ergeben.

Bei größeren Brückenlängen muß man den Nebenspannungen und Längenänderungen durch Anordnung von Dilatationsfugen Rechnung tragen. Ebenso ist das Abschwinden des Betons in gebührender Weise zu berücksichtigen. Die Fugen sind mit Asphalt auszufüllen oder hinreichend zu überdecken, um Staubansammlungen zu vermeiden. Man nimmt am besten zwei übereinander schleifende Blechplatten oder zwei Winkeleisen, die im Beton verankert sind (vergl. Abb. 294). Zur Teilung der Gesamtkonstruktion in einzelne, voneinander unabhängige Stücke ordnet man entweder Doppelpfeiler an, wie Abb. 293 zeigt, oder man stellt zwei Joche näher zusammen und läßt die Träger derartig überkragen, daß in Spannungs-

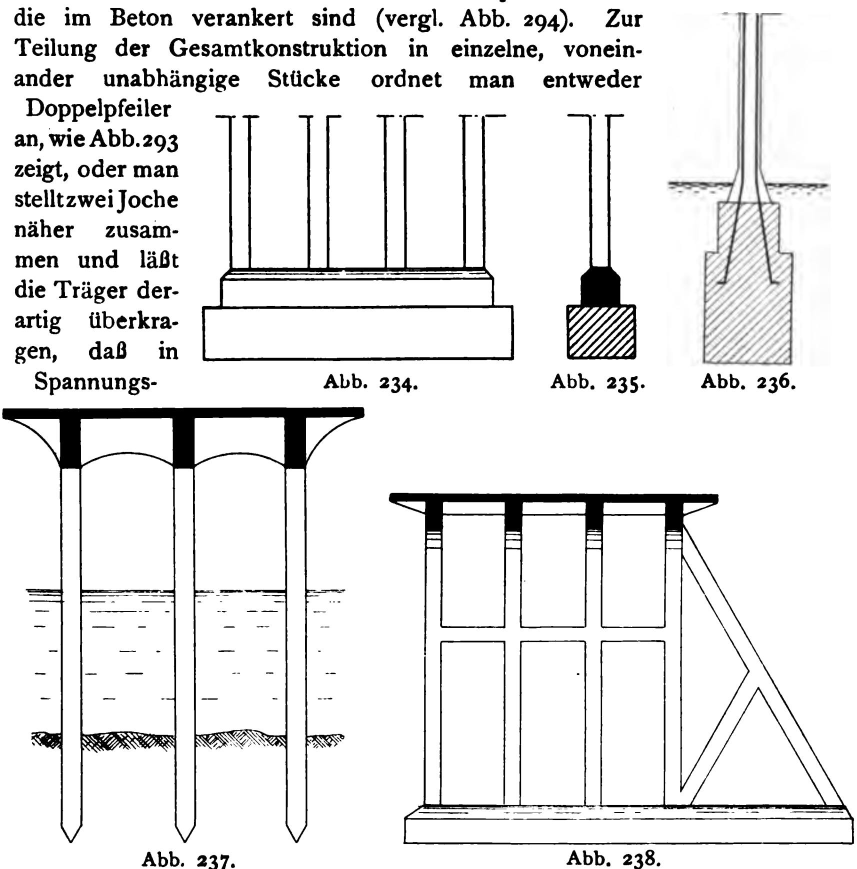


Abb. 234. Abb. 235. Abb. 236.

Abb. 237. Abb. 238.

mitte eine durchgehende Fuge bleibt. Die Firma Züblin-Straßburg geht der Unbequemlichkeit, welche mit der Herstellung solcher Ausdehnungsfugen verbunden ist, aus dem Wege und verwendet sogen. Kontraktionseisen, die sich in der Praxis ebenfalls gut bewährt haben.

Was die Ausführung der Pfeiler anlangt, so können zunächst Einzelunterstützungen mit gemeinsamem Sockel und Fundament genommen werden (Abb. 234 u. 235). Es erhält jeder Balken eine besondere Stütze, die in gleicher Weise wie im Hochbau zu armieren ist. Nach Abb. 236 ragen die Einlagen der Stützen ankerförmig in den gemeinsamen Fundamentblock hinein. Zur Vereinfachung und Verbilligung der Bauweise können die Pfeiler in den Boden gerammte Pfähle sein (Abb. 237 u. 239). Werden besondere Schutzvorrichtungen gegen Eisgang und Treibholz nötig, so empfehlen sich Pilotenpalisaden (Abb. 238) auf gemeinsamem Fundamentsockel in der Regel mehr als Steinschüttung oder bis Hochwasserhöhe spitz zugehende Panzerplatten. Sind die Pfeiler als Joche ausgebildet, so können diese, wie Abb. 239 zeigt, mit der Fahrbahnkonstruktion ein einheitliches Ganzes bilden oder unabhängig von ihr hergestellt sein. Abb. 240 zeigt eine Pfeilerkonstruktion letzterer Art[1]), ein Joch der neuen Betoneisenbrücke über den kleinen Rhein (Reno) zwischen Alberino und Sa. Maria Codifiume. Man hat auch Pendeljoche angewandt, ebenso Gleit- und Rollenlager bei Verwendung feststehender Joche, indessen sind die damit erzielten Resultate zweifelhafter Art; wirtschaftlich praktische Vorteile haben sich nicht ergeben.

Abb. 239.

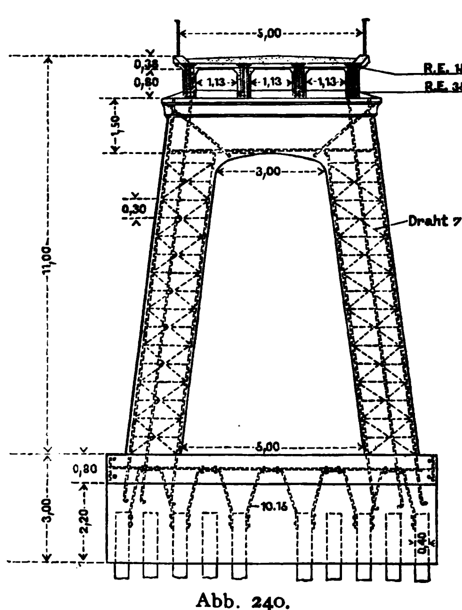


Abb. 240.

Aus den Abb. 241 bis 245 ist die Konstruktion eines mit Quadern verkleideten Doppelpfeilers ersichtlich (vergl. hierzu die Abb. 98 bis 101). Beide Pfeiler haben eine gemeinsame Fundamentplatte 8,0 × 2,0 m und sind bis auf eine Höhe von 4,35 m durch eine 20 cm starke, kreuzweise armierte Wand miteinander verbunden. Die Hauptarmierung eines jeden Pfeilers erfolgt durch 8 Rundstäbe von je 2 cm Durchm., die durch 4 mm-Drähte zu-

[1]) Monitore tecnico, Nr. 14.

sammengefaßt sind. Besondere Bügeleisen 25 × 2 mm ragen in die Außenteile des Betonkörpers hinein und sichern so einen festen Zusammenhang zwischen Beton und Eisen.

Oftmals ist man in der Lage, vorhandene Wandpfeiler benutzen zu

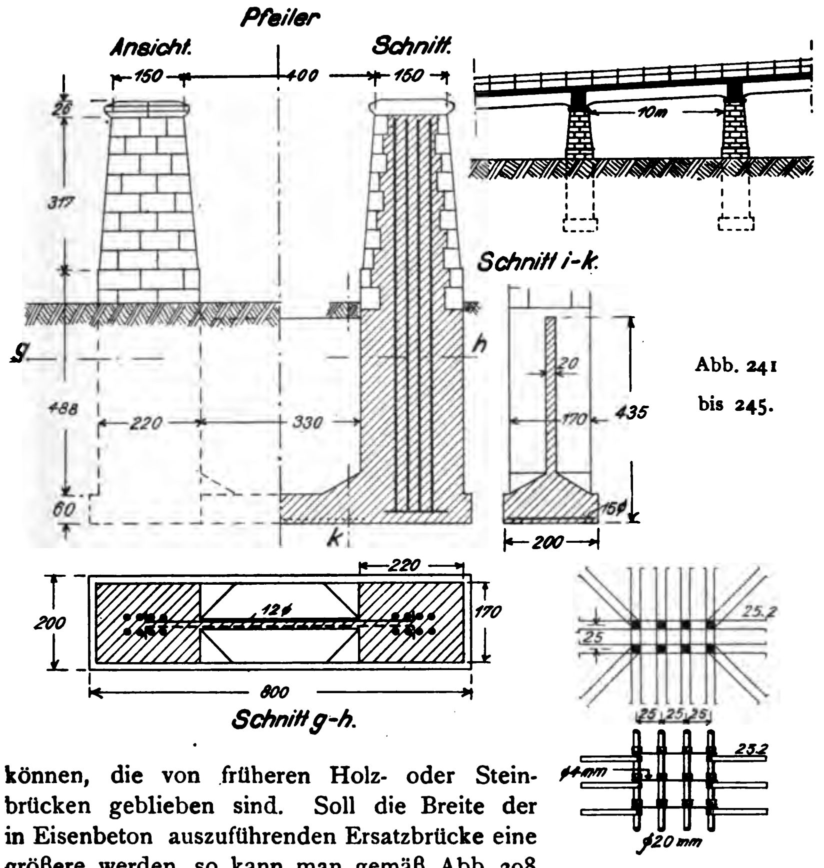


Abb. 241 bis 245.

können, die von früheren Holz- oder Steinbrücken geblieben sind. Soll die Breite der in Eisenbeton auszuführenden Ersatzbrücke eine größere werden, so kann man gemäß Abb. 298 zu konsolartigen Pfeilerverbreiterungen seine Zuflucht nehmen.

In allen Fällen muß die Fundamentsohle der Pfeiler so tief als möglich gelegt werden, da sonst leicht Unterwaschungen durch Änderung des Flußbettes oder des Grundwasserspiegels eintreten können. Jede Senkung der Pfeiler oder der Widerlager kann gerade bei kontinuierlichen Balkensystemen die schädlichsten Einflüsse im Gefolge haben.

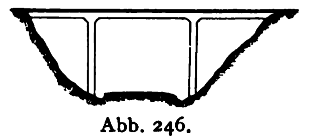


Abb. 246.

Bei Bahneinschnitten und Straßenüberführungen, wo es sich um Schaffung einer großen Mittelöffnung handelt, verwendet man zweckmäßig eine kontinuierliche Brückenkonstruktion auf 2 Mittelpfeilern und 2 Widerlagern gemäß Abb. 246. Bei Straßenüberführungen sind die Stützen an den Rand der Fußsteige, bei Bahneinschnitten seitlich vom Bettungskörper zu stellen

7*

(vergl. Abb. 285 u. 286). Derartige Brückentypen empfehlen sich besonders dann, wenn der tragfähige Boden auf der Sohle liegt und das darüber befindliche Erdreich zu beweglich ist, um den Druck starker Widerlager mit Sicherheit aushalten zu können. Ist die Mittelöffnung

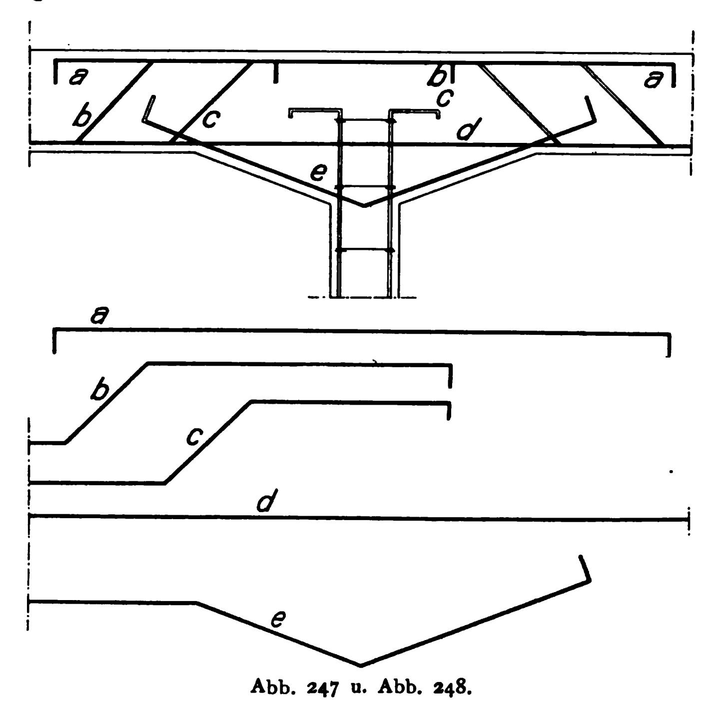


Abb. 247 u. Abb. 248.

genügend groß, so wird die Hauptlast durch die Mittelpfeiler auf den festen Boden übertragen (vergl. Abb. 276 bis 289).

Die Einlagen der Balken und Stützen sind in gleicher Weise anzuordnen wie im einfachen Hochbau: stets muß dem Auftreten negativer Momente in entsprechender Weise Rechnung getragen werden. Abb. 247 u. 248 zeigen eine feste Verspannung zwischen Balken und Stütze. Die Tragstäbe *b*, *c*

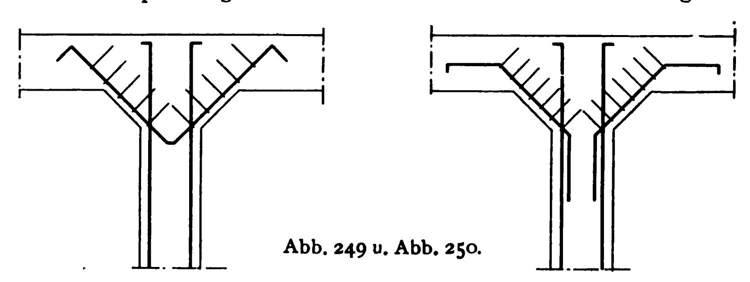
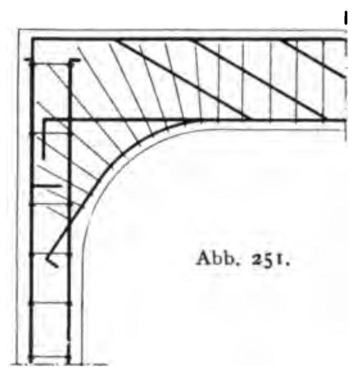


Abb. 249 u. Abb. 250.

und *e* sind im Nebenfeld verankert, Stab *d* gehört beiden Feldern in ganzer Länge an und Stab *a* bildet eine besondere Zugeinlage im Obergurt. Die Einlagen der Stütze sind in den Balken hineingeführt und daselbst durch Umbiegung der Enden fest verankert. Unter Umständen empfehlen sich

Einspannungseisen gemäß Abb. 249 u. 250, die den Vouten entsprechend gebogen und zweckmäßig mit besonderen Bügeleisen zu versehen sind. Gleiche Maßregeln müssen bei den Widerlagspfeilern beobachtet werden, wie Abb. 251 zeigt. Die Tragstäbe des Balkens sind fest im Stützenkörper verankert und durchweg mit Bügeleisen versehen, die anfangs senkrecht und dann dem voutenförmigen Übergang entsprechend schräg angeordnet sind.


Abb. 251.

Liegen die kontinuierlich fortlaufenden Balken frei auf, so dürfte sich ein Armierungssystem nach Abb. 252 u. 253 empfehlen. Sämtliche Tragstäbe des einen Feldes sind im benachbarten Feld durch Endumbiegungen verankert. Die Anordnung einer Dilatationsfuge bei gleichen Pfeiler- und Balkenabmessungen zeigen Abb. 254 u. 255.

Nach den Abb. 256 u. 257 sind die beiden Hauptträger durch eine Stoßfuge getrennt. Um aber bei starkem Frost allzu bedeutende Zusammenziehungen der Trägerkörper, also eine zu weite Fugenöffnung zu vermeiden, sind besondere Ankereisen *c* angebracht, die die Trägerenden zusammenhalten. Die beiden bügelförmig gebogenen Trageisen der Stütze stehen in keinem Zusammenhang mit der Balkenarmierung. Doch

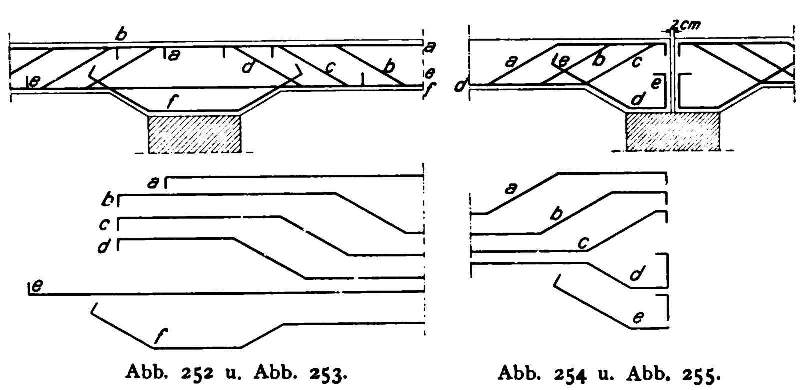


Abb. 252 u. Abb. 253. Abb. 254 u. Abb. 255.

führen 2 Anker *e* vom Pfeilerfuß hinauf bis zum Obergurt der Träger und verstärken so den geringen Auflagerquerschnitt der Balken.

Eine im Grundgedanken vollkommen gleiche Träger- und Pfeilerverbindung, wie eben geschildert, ist bei einer Straßenbrücke über das Aischtal bei Neustadt angewandt worden (Abb. 258 bis 260).[1] Die Mittelpfeiler haben eine Stärke von 80 cm und sind auf einem Pfahlrost gegründet. Die Brückenbahn wird aus 4 Plattenbalken mit beiderseitig auskragenden Fußsteigen gebildet. Die Hauptträger sind 1,0 m hoch und 0,30 m breit. Durch senkrechte Stoßfugen über den Pfeilern

[1]) Vergl. auch Zementbeilage der Deutschen Bauzeitung 1905, Nr. 3.

getrennt, bilden sie einfache Balken auf 2 Stützen. Das Mischungsverhältnis war 1 Teil Zement + 1,5 Teile reiner Grubensand + 1,5 Teile scharfer dickkörniger Quarzsand + 3 Teile Basaltgrus. Die Brücke zählt 9 Öffnungen von je 11 m Lichtweite.

In den Abb. 261 u. 262 ist die Konstruktion einer Hennebiquebrücke in La Gachère (Frankreich) zur Darstellung gelangt. Die Brücke

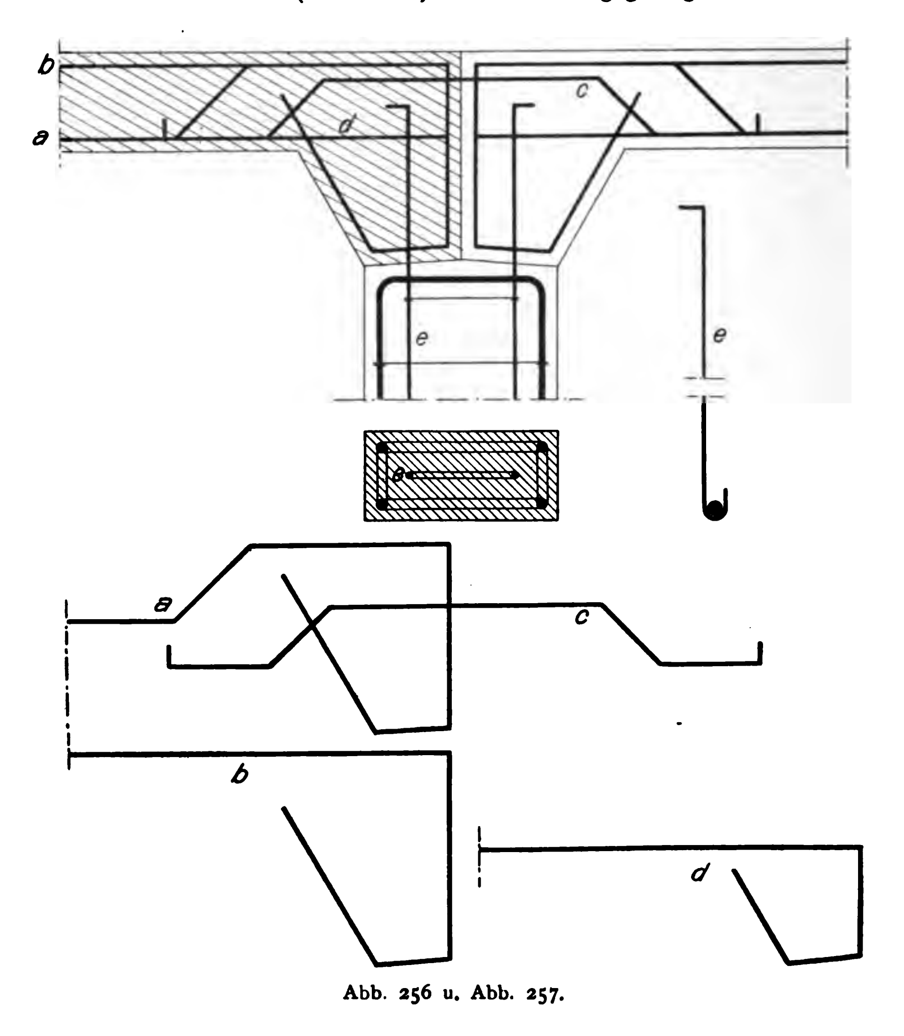


Abb. 256 u. Abb. 257.

ist 45,30 m lang, hat 6 Öffnungen zu je 6 m und eine Mittelöffnung zu 8,3 m Weite. Joche, durch zwei Gruppen zu je 3 Pfählen getragen, unterstützen die Fahrbahn, die 4,22 m über Niedrigwasser und 3,07 m über Hochwasser liegt. Die Fahrbahn ist 5 m breit und an beiden Seiten von einem Fußwege von 0,75 m Breite begrenzt. Die Fahrbahn besteht aus Haupt- und Querträgern und einem darüber gestreckten Belage. Einige der Querträger bilden zugleich einen Bestandteil der Joche. Eine

auf dem Belage angebrachte Sandschicht trägt die Pflasterung. Die Kosten dieser Brücke betrugen nur 20 000 Mark, also 68 Mark f. 1 m².

Abb. 263 bis 268 zeigen Gesamtanordnung, Schnitte und Ansicht eines Eisenbahnviaduktes in Gennevilliers (Seine).[1]) Die Stützen sind reihenweis in Entfernungen von 5,0 m angeordnet und haben eine Höhe von 6,27 m. Die gesamte Fahrbahnbreite einschl. der seitlichen Fuß-

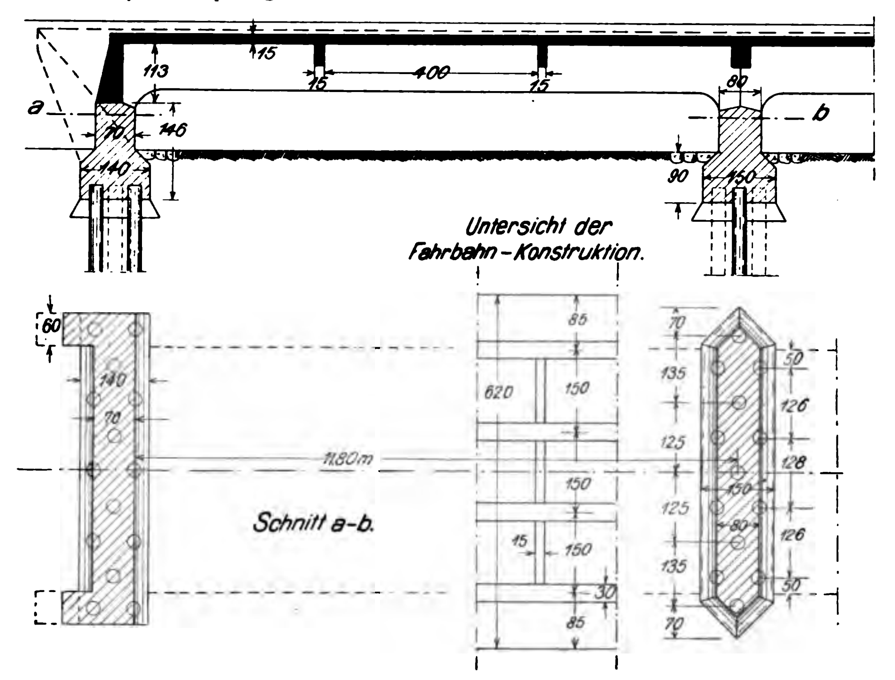


Abb. 258 bis Abb. 260.

steige beträgt 12,62 m. Weitere Angaben über Abmessungen und Armierungen der einzelnen Brückenteile sind aus den beigegebenen Abbildungen ersichtlich. Abb. 268 zeigt einen Teil des Viaduktes in Ansicht. Wiewohl auf jede Verzierung verzichtet worden ist, macht das Ganze einen gefälligen, leichten Eindruck. Ohne alle Schwierigkeit sind architektonische Effekte geschaffen worden, und zwar lediglich durch die Harmonie der Linien.

Eine andere Viaduktanordnung, eine doppelte Verladebrücke in den Eisengruben von Cala bei Sevilla in Spanien, zeigen die Abb. 269 bis 272. Auf dem hochgelegenen Gleis werden die vollen Wagen zur Verladestation geschoben, während die leeren Wagen auf dem tiefer gelegenen, schwach geneigten Gleis zurückgestoßen werden. Nur bei der Verladestelle liegen beide Gleise in einer Höhe. Die gemeinsamen Joche — 9 m voneinander entfernt — stützen sich auf eine 20 cm starke Grundplatte, die 7 m lang und 1,75 m breit ist. Die Hauptbalken haben eine Höhe von 1,2 m und eine Breite von 0,23 m. Die

[1]) Vergl. auch Beton u. Eisen 1906, Heft XI, S. 270.

Anordnung der Armierung ist aus Abb. 272 ersichtlich. Die eigentliche Fahrbahnplatte kragt beiderseits genügend weit aus, um die nötige Fläche für seitliche Fußsteige zu bieten (je 1,25 m).

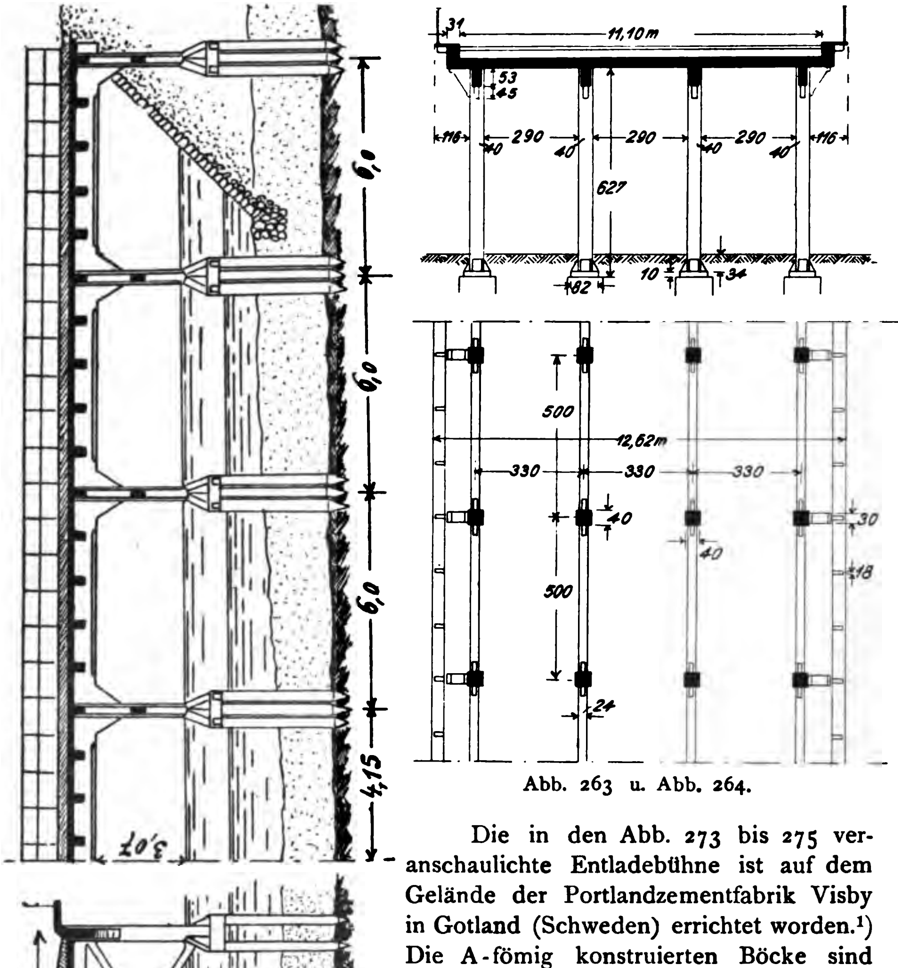


Abb. 261 u. Abb. 262.

Abb. 263 u. Abb. 264.

Die in den Abb. 273 bis 275 veranschaulichte Entladebühne ist auf dem Gelände der Portlandzementfabrik Visby in Gotland (Schweden) errichtet worden.[1]) Die A-fömig konstruierten Böcke sind 10 m voneinander entfernt und stützen sich auf eine gemeinsame, 3,95 m lange und 0,30 m hohe Schwelle. Höhe der Böcke = 5,0 m. Die eigentliche Fahrbahn ist 12 cm stark, 1,90 m breit und wird durch 2 Hauptbalken von 70 cm Höhe und 30 cm Breite getragen. Zwischen den einzelnen Böcken sind die Träger durch 2 Stege miteinander verbunden.

1) Vergl. auch Zement u. Beton 1905, Seite 84.

Die Abb. 276 bis 278 zeigen Ansicht und Konstruktion einer Eisenbahnbrücke über die Quisa in Norditalien.[1]) Die Brücke ist in

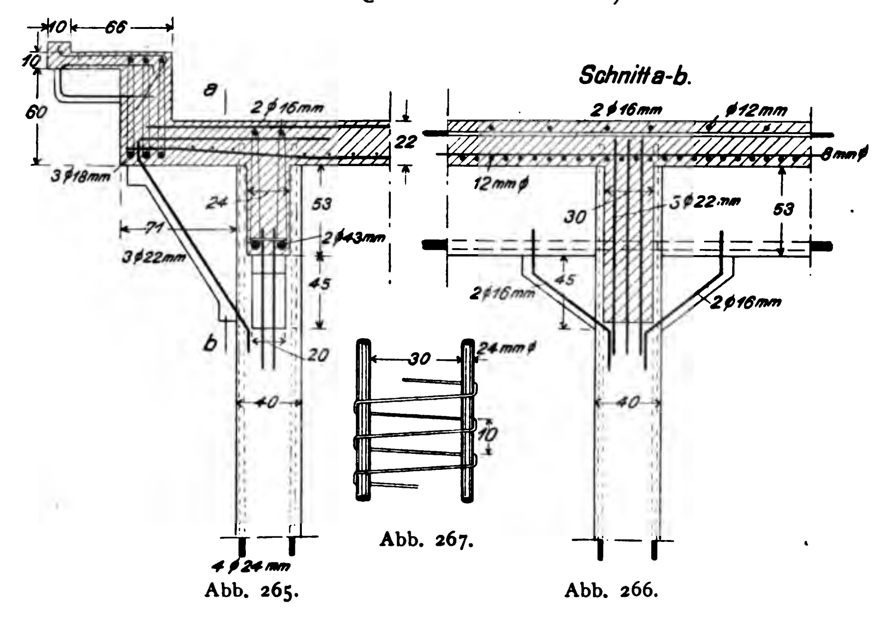


Abb. 265.

Abb. 267.

Abb. 266.

einer Gesamtlänge von 25 m auf 4 Joche gestützt, und zwar derartig, daß in Brückenmitte eine Lichtweite von rd. 11 m bleibt. Die Endjoche



Abb. 268.

sind ganz in den Bahndamm eingebettet. Die Fahrbahn hat eine Breite von 4,50 m. Die 15 cm starke Platte wird von 2 Hauptbalken

[1]) Vergl. auch Zement u. Beton 1905, S. 99.

1,15 × 0,50 m getragen, deren Armierung aus Abb. 278 ersichtlich ist. Um die Druck- und Zugstäbe schlingen sich schrägliegende Schleifen aus



Abb. 269.

Abb. 270 bis 272.

Bandeisen. Die Schienen ruhen auf hölzernen Längsschwellen, die, auf einer Kiesbettung liegend, in ähnlicher Weise angeordnet sind, wie es Abb. 127 zeigte.

Die in Eisenbeton ausgeführte Brücke bei Bad Tölz stammt von der Firma Wayss u. Freytag. Die gemauerten Widerlager sind auf Geröll errichtet und deshalb durch armierte Brunnen bis zum Felsboden gestützt. Tiefe des Grabens in Brückenmitte = 15 m. Die beiden Mitteljoche haben ein Betonfundament erhalten. Abb. 279 zeigt Längsschnitt und Ansicht, Abb. 280 den Querschnitt,

Abb. 281 den Grundriß der Brücke und Abb. 282 den Querschnitt der Brückenbahn.



Abb. 273.

Eine im Prinzip ganz ähnlich konstruierte Brücke, in Rußland ausgeführt, ist in den Abb. 283 u. 284 vorgeführt worden. Sie erforderte

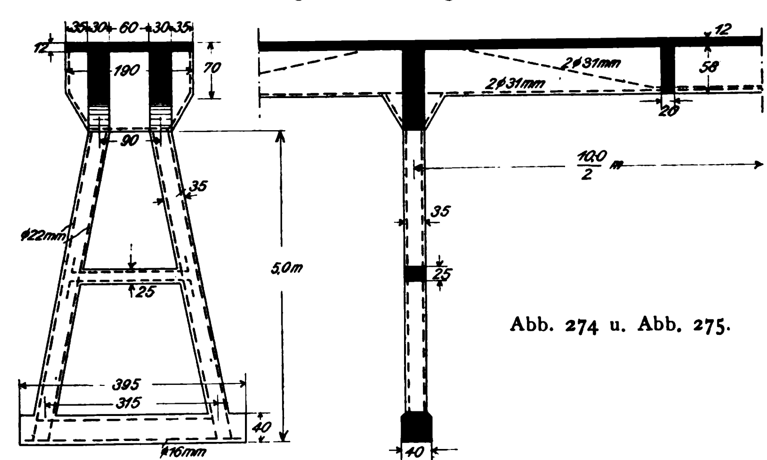


Abb. 274 u. Abb. 275.

eine Bauzeit von nur $1^1/_2$ Monaten und eine Bausumme von nur 1600 Rubel. Gesamte Brückenlänge = 13,0 m.

Abb. 285 zeigt die Ansicht einer Balkenbrücke über die Gartenstraße in Göttingen, eine Ausführung der Firma Robert Grastorf,

Hannover. Die Säulen haben runden Querschnitt und sind architektonisch ausgebildet worden. Das Ganze macht einen in jeder Weise ästhetisch befriedigenden Eindruck.

Abb. 276.

Die Überbrückung eines Bahneinschnittes unter Zuhilfenahme von Walzprofilen ist in den Abb. 286 bis 289 dargestellt. Derartige Aus-

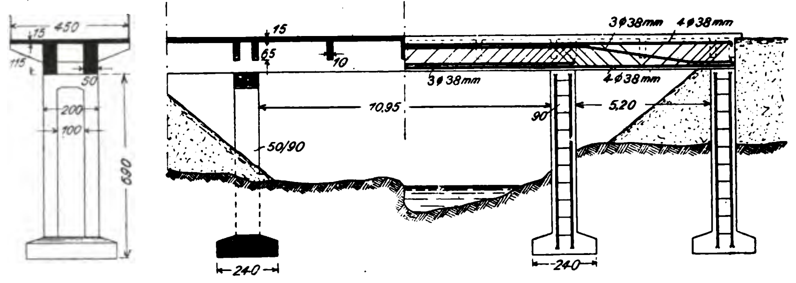


Abb. 277 u. Abb. 278.

führungen kommen namentlich in Amerika recht häufig vor. Bei den Querträgern, die von Stütze zu Stütze gehen, liegen die Schienen unterhalb der Plattenarmierung.

Abb. 279 bis Abb. 282.

Längsschnitt.

Abb. 283.

Querschnitt.

Abb. 284.



Abb. 285.

Die Konstruktion einer Flutbrücke am linken Ufer der Mosel, ausgeführt von der Firma Ed. Züblin, Straßburg i. E., zeigen die Abb. 290

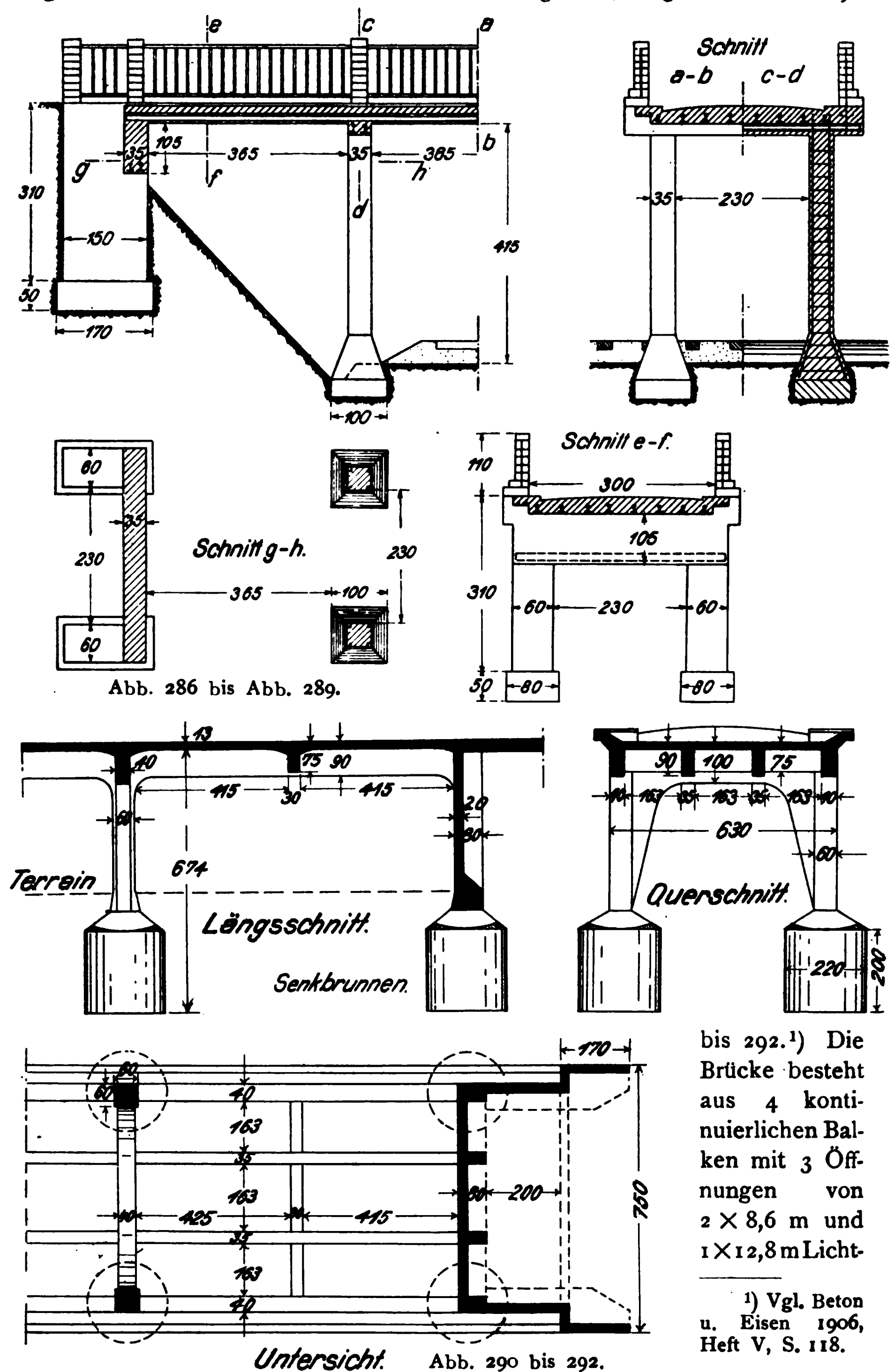


Abb. 286 bis Abb. 289.

Abb. 290 bis 292.

bis 292.[1]) Die Brücke besteht aus 4 kontinuierlichen Balken mit 3 Öffnungen von 2 × 8,6 m und 1 × 12,8 m Licht-

[1]) Vgl. Beton u. Eisen 1906, Heft V, S. 118.

weite. Die Bockstützen bilden steife Rahmen und bestehen aus je 2 unter den äußeren Hauptträgern stehenden Säulen, welche zwecks Aufnahme der beiden mittleren Hauptträger oben durch einen kräftigen Querbalken verbunden sind. Die zwischen den Öffnungen vorgesehenen Querträger dienen zur Verbindung der Hauptträger unter sich und zur Stützung der Fahrbahnplatte. Die Widerlager schließen an die Böschung mit Parallelflügeln an, welche durch ein Zugband zusammengehalten werden. Totalbreite der Brücke = 7 m (5,3 m für die Fahrbahn und 1,70 m auf die beiderseitigen Fußwege). Die Gehwege sind mit Zementplatten abgedeckt, während die Wasserrinnen aus Haustein bestehen. Dilatationsfugen sind nirgends angebracht worden; dafür wurde den Temperaturspannungen und dem Abschwinden des Betons durch Einlage besonderer sog. „Kontraktionseisen" Rechnung getragen.

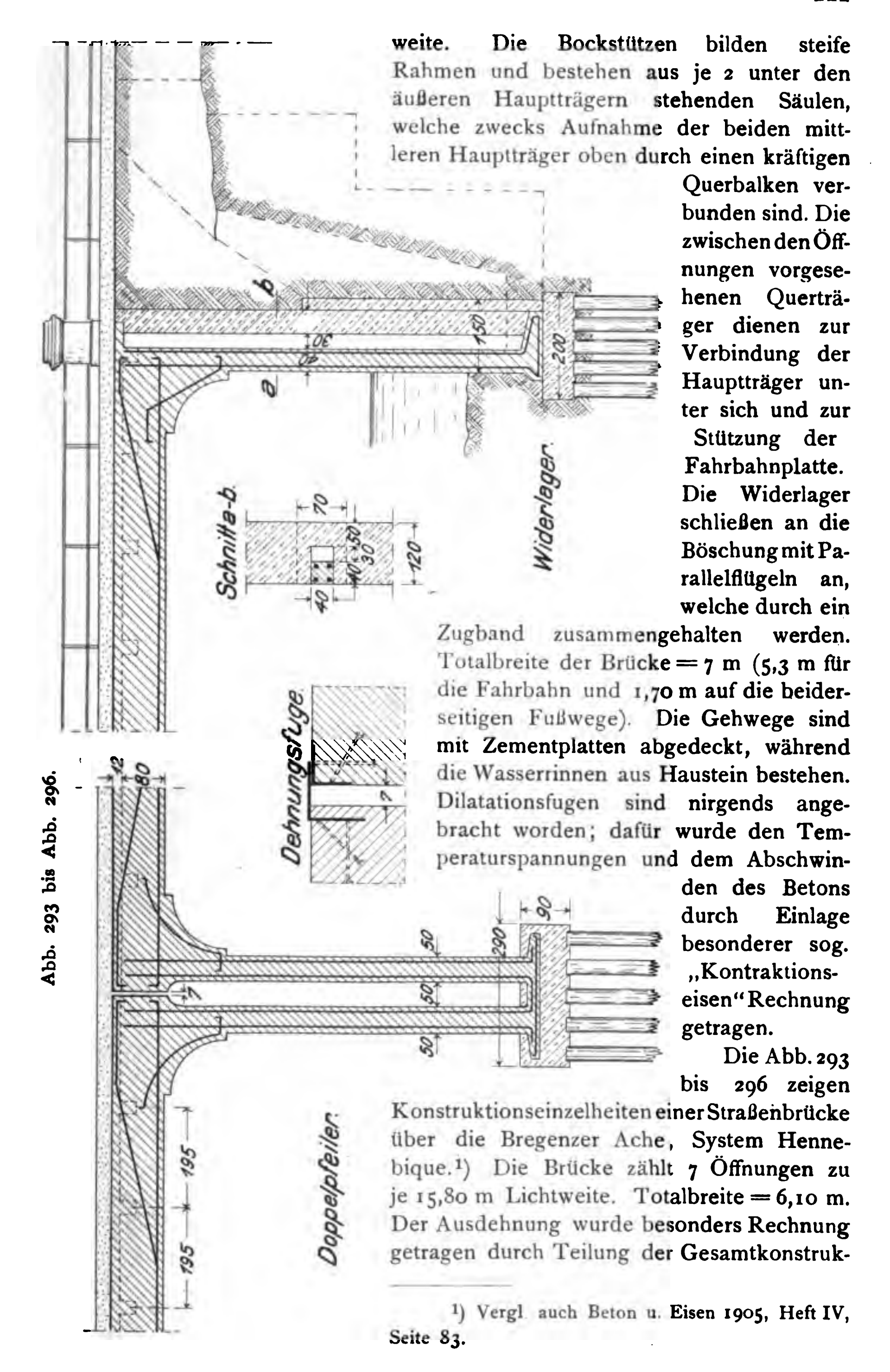


Abb. 293 bis Abb. 296.

Die Abb. 293 bis 296 zeigen Konstruktionseinzelheiten einer Straßenbrücke über die Bregenzer Ache, System Hennebique.[1]) Die Brücke zählt 7 Öffnungen zu je 15,80 m Lichtweite. Totalbreite = 6,10 m. Der Ausdehnung wurde besonders Rechnung getragen durch Teilung der Gesamtkonstruk-

[1]) Vergl. auch Beton u. Eisen 1905, Heft IV, Seite 83.

tion in 3 voneinander unabhängige Teile (2 Doppelpfeiler mit je einer Dehnungsfuge) und durch Beweglichkeit an den Landpfeilern, die infolge der Doppelpfeileranordnung auf ein Minimum reduziert wird. Die Fahrbahntafel liegt auf 3 von Land zu Doppelpfeiler, bezw. von Doppel-

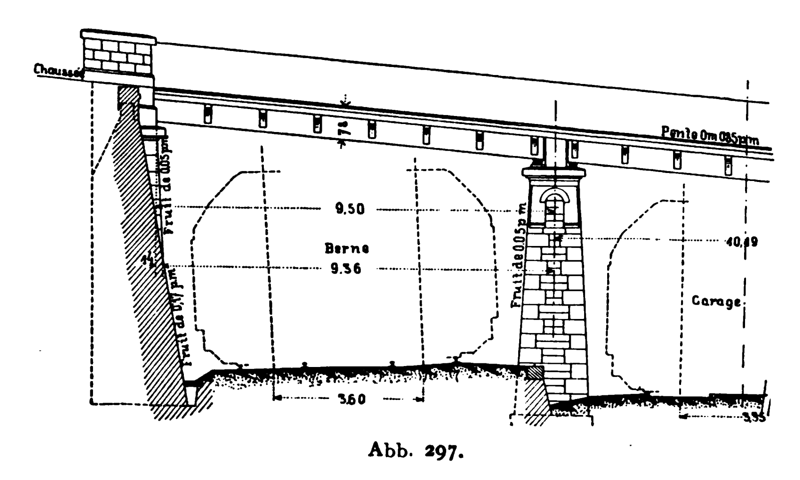


Abb. 297.

pfeiler zu Doppelpfeiler durchgehenden Balkenträgern, die von Pfeilern 50 × 50 cm gestützt sind. Die Landpfeiler bestehen aus Stampfbeton 1 : 10. Der Anschluß der Brücke an die Zufahrten ist durch parallele

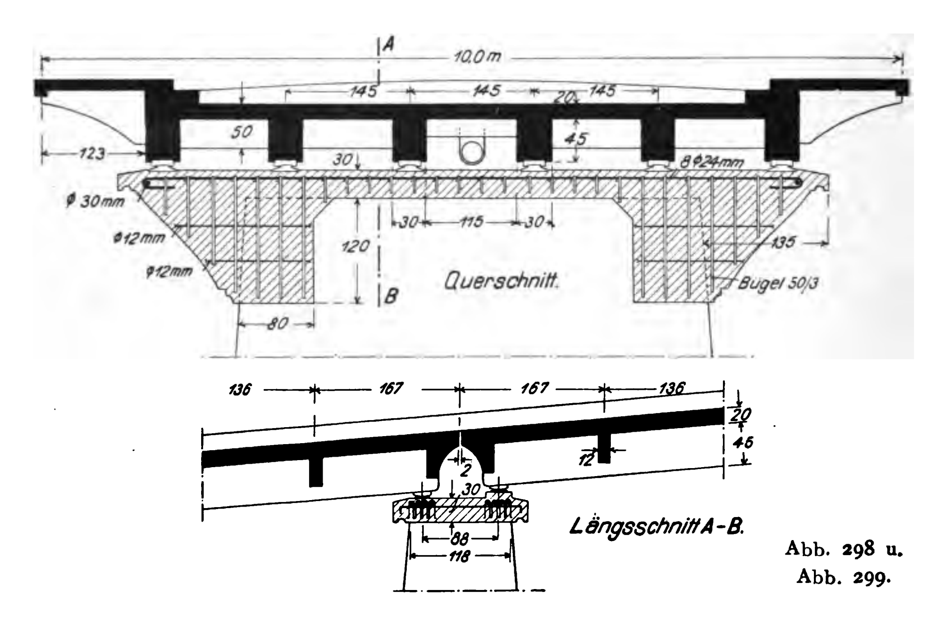
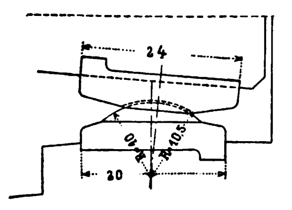


Abb. 298 u.
Abb. 299.

Flügelmauern aus Stampfbeton hergestellt. Bügel- und spiralförmige Umschlingungen der Pfeilerarmierung (4 Durchm. 2,8 cm) sind in den Abbildungen fortgelassen.

Bei einer Brücke in Montbrillant (Lausanne)[1]) sind besondere Auflager aus Eisen angewandt worden (Abb. 300 u. 301). Ehemals stand an gleicher Stelle eine eiserne Brücke von nur 5 m Breite. Man hat die alten gemauerten Pfeiler gelassen und sie oben mittels starker Konsolen, welche durch kräftige Ankereisen unter sich verbunden sind, derartig verbreitert, daß die neue Eisenbetonbrücke eine Breite von 10,0 m erhalten konnte (Abb. 297



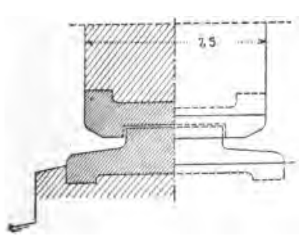


Abb. 300 u. 301.



Abb. 302.

bis 299). Die Außenbalken, die infolge weiter Fußwegauskragungen stärker dimensioniert sind als die mittleren Balken, ruhen auf den äußersten Enden der Konsolen.

Eine Fußgängerbrücke mit durchgehenden geknickten Hauptbalken auf 3 Stützen zeigt Abb. 302[2]). Derartige Ausführungen eignen sich insbesondere für Gleisüberführungen.

Die Berechnung.

Bei den Brückenträgern auf mehreren Stützen hat man in der Hauptsache drei Fälle zu unterscheiden:

1. Die Träger sind über den Stützungen geteilt und bilden daher einfache, frei aufliegende Balken, die also in bekannter Weise zu berechnen sind;
2. die Träger bilden kontinuierliche Balken, welche an den Stützpunkten frei aufliegen und
3. die Träger sind als kontinuierliche Balken mit den Stützen fest verspannt.

Kontinuierliche Systeme, wie unter 2 und 3 genannt, sind in allen solchen Fällen zu vermeiden, wo die Mittelpfeiler Senkungen erleiden könnten, wo also der Baugrund ein unzuverlässiger ist. Die dann erzeugten Nebenspannungen sind schwer zu berechnen.

Sind die Balken mit den Pfeilern und Widerlagern fest verbunden, so muß solche Einspannung in der Rechnung berücksichtigt werden und

[1]) Vergl. auch „Beton u. Eisen" 1906, Heft XII, S. 299.

[2]) Abb. 302 ist dem Betonkalender 1907 entnommen.

zwar sowohl im Hinblick auf die Biegungsmomente der Träger, als auch hinsichtlich der exzentrischen Stützenbeanspruchung. Die Untersuchung erfolgt am besten auf graphischem Wege nach der Theorie der kontinuierlichen Balken auf elastisch drehbaren Stützen (vergl. z. B. W. Ritter, Anwendungen der graphischen Statik, Teil III).

Will man sich im Hinblick auf die mannigfachen, in der Praxis wenig oder gar nicht vorhandenen Voraussetzungen die Rechnung vereinfachen, so betrachtet man das kontinuierliche Balkensystem als eine Aneinanderreihung einfacher, zum Teil eingespannter Träger. Der Vorteil der Material- und Stützenersparnis und der damit verbundenen Vermeidung teurer Fundierungen geht dann allerdings zum gewissen Teil wieder verloren.

Beispiel 5:

Statische Berechnung einer Straßenbrücke mit kontinuierlichen Trägern auf 4 Stützen.[1])

Das Profil der Klodnitz ist ein sogen. gemischtes Profil, welches ein Flußbett für das gewöhnliche Nieder- und Mittelwasser und ein erweitertes Bett für die Hochwasser besitzt.

Die zur Ausführung gebrachte Brücke hat eine Konstruktionshöhe von 1,10 m, nämlich 0,85 m für die Brückenbalken und 0,25 m für die Chaussierung in Anspruch genommen. Gegen die Ortspfeiler hin ist der Fahrbahn ein Längsgefälle von 25 cm, somit rund 1,5 vH. gegeben worden.

Die 34 m lange Klodnitzbrücke erhielt 3 Öffnungen, eine mittlere Flußöffnung von 14,70 m und 2 seitliche Öffnungen von 8,85 m. Die Mittelpfeiler sind, in Höhe des Banketts gemessen, 1,25 m stark und verjüngen sich nach oben hin bis auf 0,80 m; die Ortspfeiler sind 1,05 bezw. 0,60 m stark. Über diesen 3 Öffnungen liegen 6 durchlaufende Betonbalken.

Die Fahrbahnbreite der Brücke, zwischen den Randsteinen gemessen, beträgt 5,26 m. Die beiderseitigen Gehwege haben etwa 0,95 m nutzbare Breite. Die Gesamtbreite der Brücke beträgt 7,50 m, von Stirn zu Stirn gemessen. Die Anwendung von Kragträgern unter den Gehwegen ermöglicht eine Beschränkung der Breite der Mittelpfeiler auf etwa 6,0 m (ohne Pfeilervorköpfe), womit eine wesentliche Ersparnis an den Pfeilerkosten verbunden ist.

Der Anschluß der Ortspfeiler an die Auffüllung der Zufahrten ist mit Parallelflügeln und Böschungskegeln hergestellt. Letztere erhalten eine Steinpackung bis 40 cm über Hochwasserspiegel.

Die Pfeiler der Brücke sind aus Stampfbeton 1 : 12, bestehend aus Flußsand und Flußkies, hergestellt. Zum Schutz gegen seitliches Ausweichen sind dieselben durch Spundwände umschlossen. Um ein nachträgliches Setzen der Pfeiler, was gerade bei kontinuierlichen Trägern

---

[1]) Straßenbrücke über die Klodnitz bei Plawniowitz, ausgeführt von der „Allgemeinen Beton- und Eisengesellschaft", Berlin.



leicht mit unangenehmen Folgeerscheinungen verbunden sein kann, nach Möglichkeit zu verhindern, wurde die Fundamentbreite der Pfeiler so groß gewählt, daß die Bodenpressung nur etwa 2,0 kg/cm² beträgt.

Die Brückenbalken sind in die Pfeiler hinunter verankert, um in den Balkenmitten kleinere Biegungsmomente zu erhalten, als solche bei kontinuierlichen Trägern sonst auftreten würden. Die Zuganker und die unteren Fassungsstäbe bestehen aus 20 mm-Quadratstahlstäben.

Abb. 303 bis 308.

Die Brückenbalken sind in der Mittelöffnung 0,85 m, in den Seitenöffnungen 0,75 m hoch. Die Balkenbreiten betragen 0,30 m. Über die Stärke und Anordnung der Einlagen geben die Abb. 303

bis 308 genauen Aufschluß. Die Fahrbahntafel und die Gehwegplatte sind armierte Betonplatten in 20 bezw. 13 cm Stärke. Unter der Fahrbahntafel sind Querverbindungen der Brückenbalken angebracht; sie bestehen aus Rippen von 30 cm Höhe und 20 cm Dicke.

Was die äußere Ausgestaltung der Brücke betrifft, ist zunächst zu bemerken, daß der Übergang der geraden Linien der Balkenunterkante in die Pfeiler durch eine kräftige Ausrundung bewerkstelligt ist. Der Bearbeitung der Außenflächen lag der Gedanke zugrunde, sowohl der Wahl des Materials Rechnung zu tragen, als auch die Art der Kräfteübertragung zum Ausdruck zu bringen. Die Balken zeigen eine naturalistische Behandlung; sie sehen an ihren Außenflächen einem rauhen Steinkörper durchaus ähnlich. Die Pfeiler, insbesondere die Flußpfeiler, lassen durch die Ausgestaltung ihren organischen Zusammenhang mit den Trägern deutlich zutage treten.

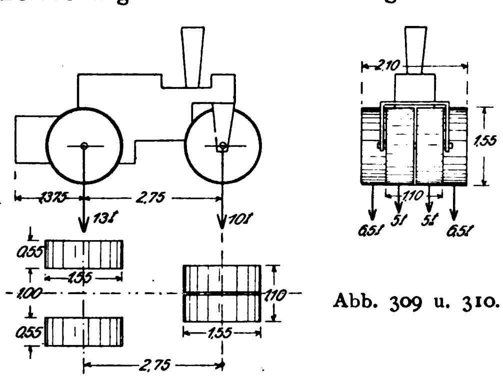


Abb. 309 u. 310.

An Materialien sind verwandt worden:

Bester oberschlesischer Portlandzement (Fabrik Groschowitz),
Oderkies,
Flußsand.

Der Beton 1 : 2 : 4 hat 200 kg/cm² Bruchfestigkeit.

Siemens-Martin-Flußstahl mit garantierter Zugfestigkeit von 6000 kg/cm².

Als Belastung wurde eine Dampfwalze von 23 t Gesamtgewicht (vergl. Abb. 309 u. 310) und für den übrigen Teil der Brücke eine gleichmäßig verteilte Belastung von 400 kg/m² angenommen.

1. Berechnung der Fahrbahntafel.

Lichte Spannweite . . = 0,80 m
Rechnerische Stützweite = 1,10 m.
Belastung durch Eigengewicht:

Beton einschl. Eisen 0,20 · 2400	= 480 kg/m²
Isolierpappe	= 10 „
Zementestrich	= 20 „
Sandbettung des Granitpflasters 0,10 · 1500	= 150 „
Granitwürfel 0,10 · 2700	= 270 „
zusammen	930 kg/m².

Zur Berechnung der Nutzlast ist die Annahme gemacht worden, daß der Druck eines 6500 kg schweren und 55 cm breiten Hinterrades der Dampfwalze sich auf eine Länge von 10 cm der Fahrbahnoberfläche verteilt. Außerdem ist die Annahme gemacht, daß eine weitere Druckver-

teilung durch die Sandbettung und die Betondecke selbst stattfindet, etwa in der Weise, daß eine Druckpyramide von 25 cm Höhe entsteht. Die Grundfläche dieser Pyramide wäre dann gemäß Abb. 312

$$F = 60 \cdot 105 = 6300 \text{ cm}^2,$$

entsprechend einer Belastung von

$$\frac{6500 \cdot 10\,000}{6300} = 10\,300 \text{ kg/m}^2.$$

Gesamtbelastung der Tafel also

$$930 + 10\,300 = 11\,230 \text{ kg/m}^2.$$

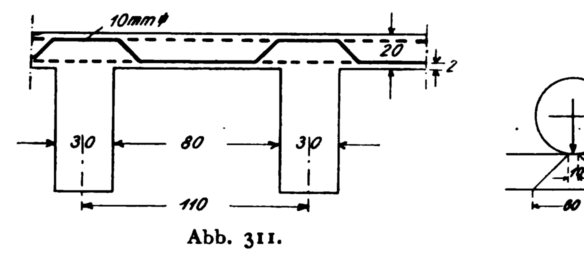


Abb. 311. Abb. 312.

Das Moment in Feldmitte darf unter Berücksichtigung der Kontinuität $= \frac{q \cdot l^2}{10}$ gesetzt werden:

$$M_{max} = \frac{11\,230 \cdot 1{,}1^2 \cdot 100}{10} = 136\,000 \text{ cmkg}.$$

Bei einem $f_e = \frac{100}{15} \cdot 1{,}0^2 = 6{,}66$ cm² und einem $a = 2{,}0$ cm (vergl. Abb. 313) ergibt sich die Lage der Nullinie in bekannter Weise zu

$$x = 5{,}06 \text{ cm}.$$

Dann sind die Beanspruchungen

$$\sigma_b = 33{,}0 \text{ kg/cm}^2$$

und $\sigma_e = 1252$ kg/cm².

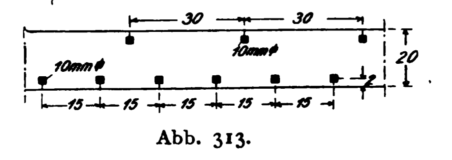


Abb. 313.

Als Druckverteilungsstäbe und zur Aufnahme von Nebenspannungen infolge Dehnung des Betons werden alle 30 cm 6,5 mm starke Stäbe quer über die anderen Zugstäbe gelegt. Außerdem sind auch in der Druckzone zur Aufnahme eventl. auftretender negativer Momente Stahleinlagen vorgesehen.

2. Berechnung eines mittleren Unterzuges der Hauptöffnung.

Für die Berechnung der Balken wird das Prinzip des Gerberschen

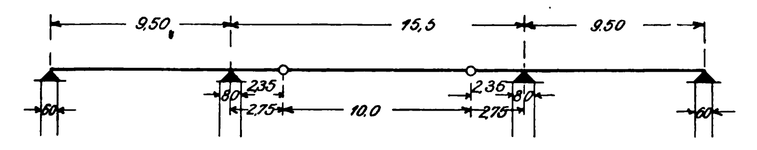


Abb. 314.

Gelenkträgers verwendet. Die Gelenke werden so gelegt, daß die Momente über den Stützen etwa ebenso groß sind, wie die Momente in den Feld-

mitten. Die Lage der Gelenke wird mit $x = 2{,}75$ m angenommen. Das Maximalmoment in Feldmitte des Unterzuges wird dann am größten sein, wenn das Vorderrad gemäß Abb. 315 in Feldmitte steht.

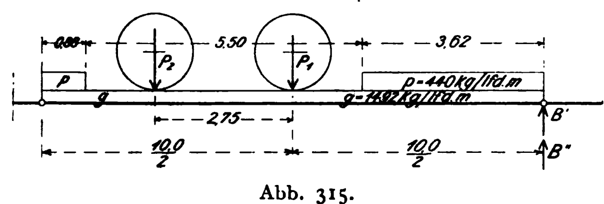


Abb. 315.

Belastung des Unterzuges:

Gleichmäßig verteilte Last durch Eigengewicht

$0{,}65 \cdot 0{,}30 \cdot 2400 \quad . \quad . \quad . = \quad 469$ kg f. 1 lfd. m

durch Deckenplatte, Belag usw.

$1{,}10 \cdot 930 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . = 1023$ „

zusammen $g = 1492$ kg f. 1 lfd. m.

$$M_g = \frac{1492 \cdot 10 \cdot 1000}{8} = 1\,865\,000 \text{ cmkg}$$

Auflagerreaktion B' infolge Menschengedränge $[p = 1{,}1 \cdot 400 = 440$ kg f. 1 lfd. m$]$:

$$B' = \frac{0{,}88 \cdot 440 \cdot 0{,}44}{10} + \frac{3{,}62 \cdot 440 \cdot 8{,}19}{10} = 1320 \text{ kg.}$$

$$M_p = 1320 \cdot 500 - 3{,}62 \cdot 440 \left(500 - \frac{362}{2}\right) = \quad 152\,500 \text{ cmkg}$$

Einzellasten durch Dampfwalze:

$$P_1 = \frac{2 \cdot 0{,}825 \cdot 5000}{1{,}10} = 7500 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{2 \cdot 0{,}325 \cdot 6500}{1{,}10} = 3850 \text{ kg.}$$

Auflagerreaktion B'' infolge Einzellasten

$$B'' = \frac{7500 \cdot 5}{10} + \frac{3850 \cdot 2{,}25}{10} = 4615 \text{ kg.}$$

$$M_P = 4615 \cdot 500 = 2\,310\,000 \text{ cmkg}$$

Gesamtmoment in Balkenmitte $M_{max} =$ **4 327 500** cmkg.

Als untere Armierung sind vorgesehen:

10 Stahlstäbe 20 mm Durchm. $= 40{,}00$ cm²

2 „ 14 „ „ $= 3{,}92$ „

$f_e = 43{,}92 =$ rd. 44 cm².

Dann findet man (vergl. Abb. 316) in bekannter Weise

$$x = 27{,}1 \text{ cm}$$

und

$$y = 19{,}05 \text{ cm.}$$

Beanspruchung des Eisens

$$\sigma_e = \frac{4\,327\,500}{44\,(90 - 6 - 27{,}1 + 19{,}05)} = 1292 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Beanspruchung des Betons ohne Berücksichtigung der in der Druckzone liegenden Stahlstäbe ist dann

$$\sigma_b = 41 \text{ kg/cm}^2.$$

Die oben erwähnte Armierung in der Druckzone besteht aus 4 Stahlstäben von insgesamt $4 \cdot 1{,}4^2 = 7{,}84$ cm² Querschnitt.

In gleicher Weise wie die mittleren Unterzüge sind auch die Stirnträger armiert worden.

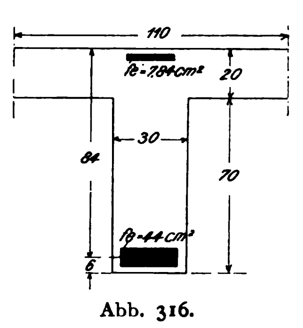


Abb. 316.

3. Maximalmoment über den Stützen.

Das größte Moment entsteht, wenn das Vorderrad der Dampfwalze gemäß Abb. 318 2,75 m vom Stützmittelpunkt entfernt steht.

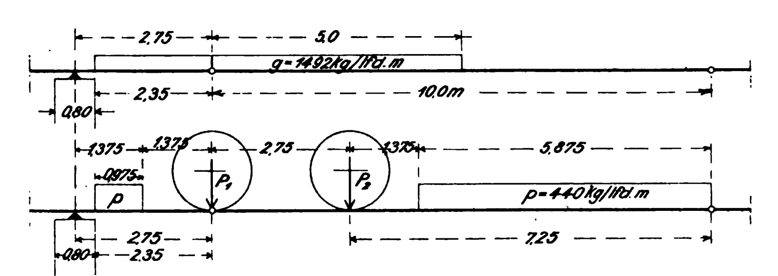


Abb. 317 u. 318.

Moment infolge Eigengewichtslast

$$M_g = 1492 \cdot 5 \cdot 235 + \frac{1492 \cdot 2{,}35^2 \cdot 100}{2} = 2\,162\,000 \text{ cmkg}$$

Moment infolge Menschengedränge

$$M_p = \frac{0{,}975^2 \cdot 440 \cdot 100}{2} + \frac{5{,}875^2 \cdot 440 \cdot 100}{2 \cdot 10} \cdot 235 = \quad 388\,500 \quad ,,$$

Moment infolge Einzellasten

$$M_P = 7500 \cdot 235 + 3850 \cdot \frac{7{,}25}{10} \cdot 235 = 2\,415\,000 \quad ,,$$

Gesamtmoment $M_{max} = \mathbf{4\,965\,500}$ cmkg.

Zur Aufnahme dieses negativen Moments sind vorgesehen

12 Stahlstäbe 20 mm Durchm. . . . = 48,00 cm²
9 „ 14 „ „ . . . . = 17,64 „
$f'e = 65{,}64$ cm².

Die Lage der mittleren Achse berechnet sich dann zu

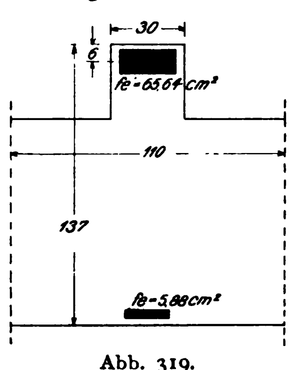


Abb. 319.

$$x = 41 \text{ cm.}$$

Die Beanspruchung des Betons ist (ohne Berücksichtigung der in der Druckzone vorhandenen Stahlstäbe)

$$\sigma_b = 19 \text{ kg/cm}^2$$

und die Beanspruchung der Zugstäbe in der oberen Zone

$$\sigma_e = 648 \text{ kg/cm}^2.$$

Die eben erwähnte Armierung in der Druckzone besteht aus drei Stahleinlagen von insgesamt

$$3 \cdot 1{,}4 = 5{,}88 \text{ cm}^2 \text{ Querschnitt.}$$

4. Berechnung eines mittleren Unterzuges der Nebenöffnung.

Das Maximalmoment wird eintreten, wenn die Belastung in der

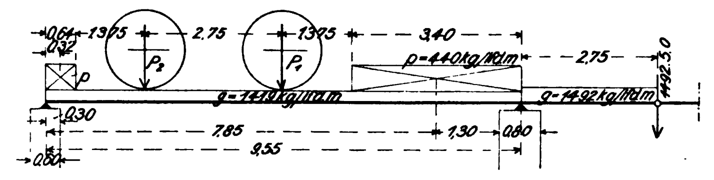


Abb. 320.

Weise stattfindet, wie es aus Abb. 320 ersichtlich ist. Man findet ein Gesamtmoment von 2 774 500 cmkg.

Als untere Armierung sind vorgesehen:

9 Stahleinlagen Durchm. 20 mm = 36 cm²,

und als obere Armierung

3 Stahleinlagen Durchm. 14 mm = 5,88 cm²

Man ermittelt

$$x = 21{,}7 \text{ cm}$$
$$\sigma_b = 37 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e = 1250 \text{ kg/cm}^2.$$

5. Berechnung der Gehwegplatte.

Die in Rechnung zu setzende Kragweite beträgt 0,90 m (vergl. Abb. 321 u. 322).

Eigengewicht . . $\frac{0{,}12 + 0{,}15}{2} \cdot 1{,}0 \cdot 2400 = 325$ kg f. 1 lfd. m

Menschengedränge . . . . = 400 „

zusammen 725 kg f. 1 lfd. m.

Für die Wirkung gegen das Brückengeländer drückende Menschen ist ein lotrecht gedachtes Gewicht von 200 kg f. 1 lfd. m einschließlich Geländergewicht in die Rechnung eingeführt.

$$M = \frac{725 \cdot 0{,}90^2 \cdot 100}{2} + 200 \cdot 90 = 47\,400 \text{ cmkg.}$$

Zur Aufnahme der Zugkräfte werden f. 1 lfd. m 2,82 cm² Stahl eingelegt; dann ist (bei $a = 2$ cm)

$$x = 2{,}91 \text{ cm}$$
$$\sigma_b = 27 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

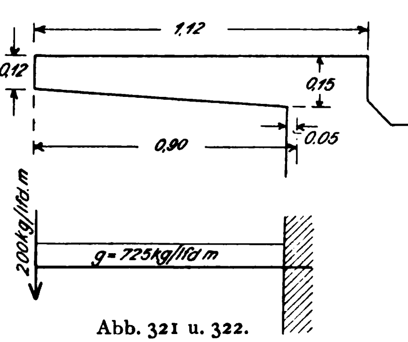


Abb. 321 u. 322.

Zur Erzielung einer besseren Druckverteilung und zur Aufnahme der durch Dehnung bezw. Zusammenziehung entstehenden Nebenspannungen im Beton wird parallel zur Brückenachse alle 20 cm 1 Stahl Durchmesser 6,5 mm eingelegt.

6. Berechnung der Schubspannungen.

a) Mittlerer Träger im Hauptfeld.

Eigengewichtslast = 1492 kg f. 1 lfd. m
Menschengedränge = 440 „
zusammen 1932 kg f. 1 lfd. m.

Schubkraft infolge gleichmäßig verteilter Last

$$Q_1 = \frac{14{,}72}{2} \cdot 1932 \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = 14\,200 \text{ kg}$$

Schubkraft infolge Einzellasten (P_1 unmittelbar am Auflager) — vergl. Abb. 323 —

$$Q_2 = 7500 + 3850 \cdot \frac{11{,}95}{14{,}72} \;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = 10\,630 \text{ kg}$$

zusammen 24 830 kg.

Bei einer zulässigen Schubbeanspruchung des Betons von 4,5 kg/cm² beträgt die vom Beton aufgenommene Schubkraft am Auflager

$$Q_b = 4{,}5 \cdot 30\,(85 - 6) = 9600 \text{ kg.}$$

Der eine Teil der übrigbleibenden Schubkraft, also

$$\frac{24\,830 - 9600}{2} = 7615 \text{ kg im Mittel}$$

muß durch Bügel aufgenommen werden.

Die vorgesehenen Bügel bestehen aus 6,5 mm Durchm. Draht und sind imstande, eine Schubkraft von 1200 kg/cm² aufzunehmen. Es werden 4 Bügel nebeneinander angeordnet mit einem Gesamtquerschnitte = 8 · 0,4225 = 3,38 cm² und einer Gesamtbeanspruchung von

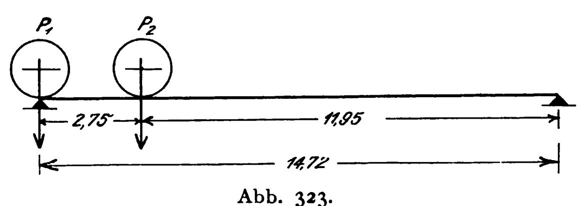


Abb. 323.

$$3{,}38 \cdot 1200 = 4050 \text{ kg.}$$

Anzahl der Bügel vom Auflager bis zur Feldmitte

$$\frac{7615 \cdot 14{,}70}{4050 \cdot 2 \cdot 71{,}2} \cdot 4 = 4 \cdot 19 \text{ Stück.}$$

Abstand der Bügel am Auflager

$$s = \frac{4050 \cdot 71{,}2}{15\,230} = 19 \text{ cm.}$$

Es ist am Auflager mit einer Bügelentfernung von 21 cm begonnen worden, die nach der Feldmitte hin, der Abnahme der Schubkraft entsprechend, vergrößert werden kann. In der Mitte sind die Bügel aus praktischen Gründen nicht über 1,0 m auseinander zu legen. Die Anzahl und Entfernungen der Bügel in den Stirnträgern des Mittelfeldes sind dieselben wie in einem mittleren Träger.

b) Mittlerer Träger im Seitenfeld.

Eigengewichtslast = 1419 kg f. 1 lfd. m
Menschengedränge = 440 „

zusammen 1859 kg f. 1 lfd. m.

Schubkraft infolge gleichmäßig verteilter Belastung

$$Q_1 = 1859 \frac{8{,}85}{2} \quad . \; . \; . = 8\,200 \text{ kg}$$

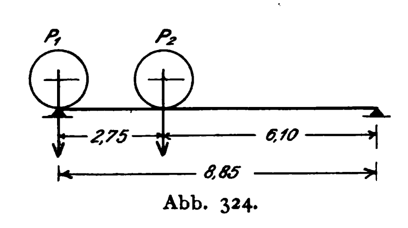


Abb. 324.

Schubkraft infolge Einzellasten (P_1 unmittelbar am Auflager)

$$Q_2 = 7500 + 3850 \cdot \frac{6{,}10}{8{,}85} = 10\,150 \text{ kg}$$

zusammen 18 350 kg.

Vom Beton wird aufgenommen

$$4{,}5 \cdot 30 \cdot 62{,}2 = 8400 \text{ kg.}$$

Von den Bügeln sind also aufzunehmen

$$\frac{18\,350 - 8400}{2} = \text{rd. } 5000 \text{ kg.}$$

Anzahl der Bügel vom Auflager bis zur Feldmitte

$$= \frac{5000 \cdot 8{,}85}{4050 \cdot 62{,}2 \cdot 2} \cdot 3 = 3 \cdot 9 \text{ Stück.}$$

Abstand der Bügel am Auflager

$$s = \frac{4050 \cdot 62{,}2}{2 \cdot 5000} = 25 \text{ cm.}$$

In Feldmitte ist man aus praktischen Gründen nicht über 80 cm hinausgegangen.

7. Druckbeanspruchung im mittleren Pfeiler.

Schnitt I—I.

Dampfwalze	=	23 000 kg
Mittlere Unterzüge im Mittelfeld $4 \cdot 7{,}75 \cdot 1492$	=	46 100 „
Mittlere Unterzüge im Nebenfeld $4 \cdot 4{,}78 \cdot 1419$	=	27 100 „
Zu übertragen		96 200 kg.



	Übertrag	96200 kg
Stirnträger im Mittelfeld $2 \cdot 7{,}75 \cdot 2070$	=	32 000 „
Stirnträger im Nebenfeld $2 \cdot 4{,}78 \cdot 1997$	=	19 100 „
Menschengedränge $400 \cdot 7{,}5\,(7{,}75 + 4{,}78)$	=	37 500 „
	zusammen	184 800 kg.

Abb. 325.

Druckbeanspruchung des Betons ohne Berücksichtigung der vorhandenen Stahlstäbe

$$\sigma_b = \frac{184\,800}{575 \cdot 80} = \mathbf{4{,}025}\ \text{kg/cm}^2.$$

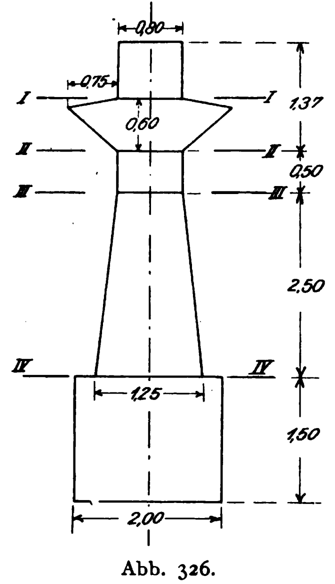


Abb. 326.

Schnitt III—III.

Pfeiler von Unterkante Fahrbahntafel bis Schnitt II—II:

$0{,}80 \cdot 5{,}75 \cdot 1{,}17 \cdot 2400 = 12\,900$ kg

Verbreiterung des Pfeilers

$2 \cdot \frac{0{,}75 \cdot 0{,}60}{2} \cdot 5{,}75 \cdot 2400 = 6\,200$ „

Pfeiler von Schnitt II—II bis Schnitt III—III

$0{,}80 \cdot 5{,}75 \cdot 0{,}5 \cdot 2200 = 5\,500$ „

zusammen 209 400 kg.

Druckbeanspruchung des Betons

$$\sigma_b = \frac{209\,400}{5{,}75 \cdot 80} = \mathbf{4{,}55}\ \text{kg/cm}^2.$$

Schnitt IV—IV.

Pfeiler von Schnitt III—III bis Schnitt IV—IV

$\frac{1{,}25 + 0{,}80}{2} \cdot 2{,}5 \cdot 5{,}90 \cdot 2200 = 33\,300$ „

zusammen 242 700 kg.

Druckbeanspruchung des Betons

$$\sigma_b = \frac{242\,700}{125 \cdot 616} = \mathbf{3{,}15}\ \text{kg/cm}^2.$$

Bodenpressung. Fundament $1{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 6{,}8 \cdot 2400 = 44\,800$ kg

zusammen 287 500 kg.

$$\sigma_e = \frac{287\,500}{200 \cdot 680} = \mathbf{2{,}11}\ \text{kg/cm}^2.$$

8. Druckbeanspruchung in den Landpfeilern.

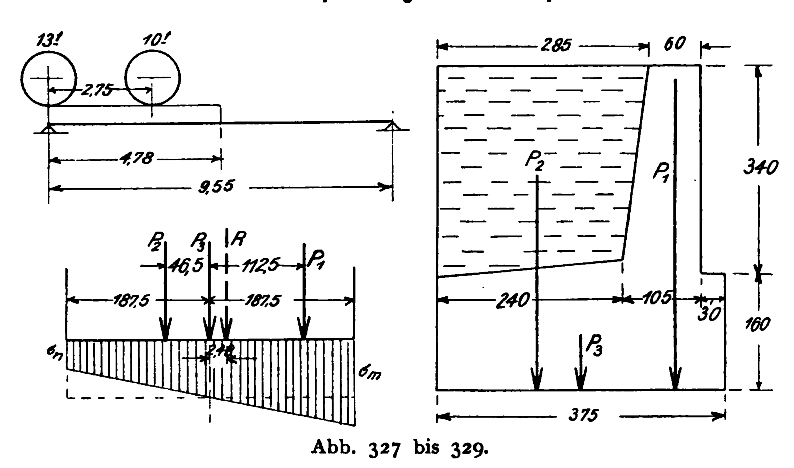


Abb. 327 bis 329.

Höchste Belastung auf 7,5 m Breite:

Dampfwalze, Vorderräder $10\,000 \cdot \frac{6{,}75}{9{,}50}$ . . . . = 7 100 kg

„ Hinterräder . . . . = 13 000 „

Mittlere Unterzüge im Nebenfeld $4 \cdot 4{,}78 \cdot 1419$ . . . . . . = 27 200 „

Stirnträger im Nebenfeld $2 \cdot 4{,}78 \cdot 1997$ . . . . = 19 100 „

Menschengedränge $7{,}5\,(4{,}78 + 0{,}60) \cdot 400$ . . . . = 16 150 „

Pfeiler $\frac{1{,}05 + 0{,}60}{2} \cdot 3{,}4 \cdot 7{,}5 \cdot 2200$ . . . . = 46 300 „

128 850 kg.

Auf 1 m Breite $P_1 = \frac{128\,850 \cdot 100}{750}$ . . . . $= 17\,200$ kg f. 1 lfd. m

Belastung durch Hinterfüllung

$P_2 = \frac{2{,}85 + 2{,}40}{2} \cdot 3{,}4 \cdot 1{,}0 \cdot 1700$ . . . . . . $= 15\,200$ „

Eigengewicht des Fundamentes

$P_3 = 1{,}6 \cdot 3{,}75 \cdot 1{,}0 \cdot 2000$ . . . . $= 13\,200$ „

Resultante $R = 45\,600$ kg f. 1 lfd. m.

Lage der Resultante (vergl. Abb. 328)

$$x = \frac{17\,200 \cdot 112{,}5 - 15\,200 \cdot 46{,}5}{17\,200 + 15\,100 + 13\,200} = 2{,}48 \text{ cm.}$$

Bodenpressung

$$\sigma_e = \frac{R}{F} \pm \frac{M \cdot l}{J}$$

Maximalbeanspruchung an der Vorderkante des Pfeilers

$$\sigma_m = \mathbf{2{,}0} \text{ kg/cm}^2,$$

Maximalbeanspruchung an der Hinterkante des Pfeilers

$$\sigma_n = \mathbf{0{,}4} \text{ kg/cm}^2.$$

9. Ungünstigste Belastung für die Mittelpfeiler.

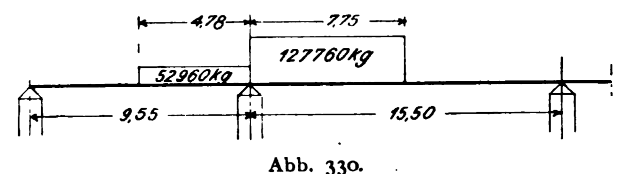


Abb. 330.

Mittelfeld voll belastet:

$$12\,320 \cdot 7{,}75 = 95\,000 \text{ kg}$$
$$\text{Dampfwalze} = 23\,000 \text{ „}$$
$$118\,000 \text{ kg.}$$

Endfeld unbelastet:

$$930 \cdot 5{,}26 = 4950 \text{ kg}$$
$$396 \cdot 4 = 1585 \text{ „}$$
$$950 \cdot 2 = 1900 \text{ „}$$
$$300 \cdot 2 = 600 \text{ „}$$
$$9035 \text{ kg}$$

$$9035 \cdot \frac{9{,}55}{2} = 43\,200 \text{ kg.}$$

Pfeilerkopf:

$$0{,}40 \cdot 1{,}37 \cdot 5{,}75 \cdot 2200 = 6910 \text{ kg}$$
$$+ 0{,}75 \cdot 0{,}30 \cdot 5{,}75 \cdot 2200 = 2850 \text{ „}$$
$$9760 \text{ kg}$$

$$P_1 = 118\,000 + 9760 = 127\,760 \text{ kg}$$
$$P_2 = 43\,200 + 9760 = 52\,960 \text{ „}$$
$$R = 180\,720 \text{ kg.}$$

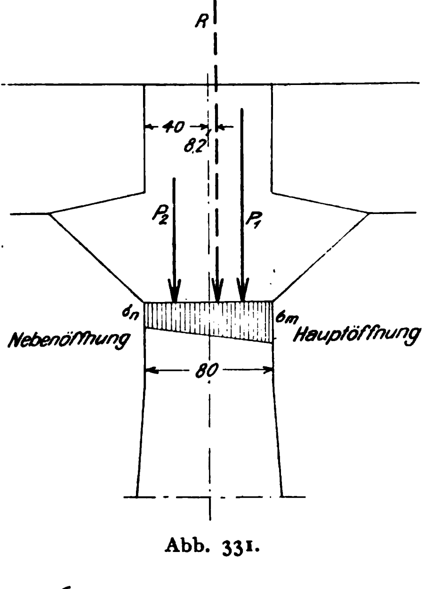


Abb. 331.

Lage der Resultierenden R:

$$x = \frac{127\,760 \cdot 20 - 52\,960 \cdot 20}{180\,720} = 8{,}2 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{180\,720}{575 \cdot 80} \pm \frac{180\,720 \cdot 8{,}2 \cdot 6}{575 \cdot 80^2}$$

$$\sigma_m = 6{,}36 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_n = 1{,}52 \text{ kg/cm}^2.$$

VI. Fachwerkbrücken.

Die Ausführung.

Fachwerke bieten den Vollwandträgern gegenüber den Vorteil einer besseren Materialausnutzung; denn bei den bisher besprochenen Trägerarten kann die zulässige Beanspruchung nur in den äußersten Faserschichten der Gurtungen erreicht werden, und außerdem ist der gesamte Betonkörper unterhalb der Nullinie in Rücksicht auf die Biegungsmomente theoretisch vollkommen zwecklos. Es entspricht — insbesondere bei größeren Spannweiten — die verhältnismäßig geringe

Tragfähigkeit der Vollwandträger durchaus nicht dem bedeutenden Aufwand an Beton- und Eisenmaterial. Fachwerkbrücken eignen sich also in erster Linie für größere Lichtweiten, bei welchen die Vollwandträger ihres zu großen Eigengewichtes wegen unvorteilhaft sind: also die gleichen Gesichtspunkte wie im eisernen Brückenbau. Die Konstruktion ist gefälliger und durchsichtig, die Ausnutzung des Materials eine volle. Sobald die Gliederung des Fachwerks sinngemäß ausgeführt wird, hat man es lediglich mit Stäben rein achsialer Beanspruchung zu tun. Es brauchen also nur diejenigen Stäbe, in denen Zug auftritt, eine ent

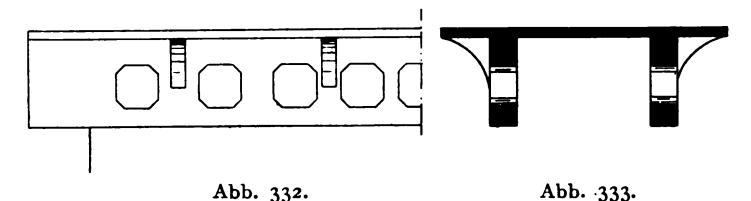


Abb. 332. Abb. 333.

sprechende Zahl von Einlagen erhalten. Die Gurtungen sind in der Regel geradlinig-parallel, aber auch parabel- und kreisförmig ausgebildet.

Unter Umständen begnügt man sich mit einfachen Aussparungen der Balkenrippen oder der Hauptträger, wie es die Abb. 332 u. 333 zeigen. Es sind auf diese Weise 2 parallele Gurtungen geschaffen, die durch Vertikalpfosten miteinander verbunden sind. In Rücksicht auf das Anwachsen der Schubkräfte nimmt die Breite dieser Pfosten nach den Auflagern hin stetig zu. An den Auflagern selbst, wo die Schubkräfte ihren Größtwert erreichen, ist der Querschnitt der Brückenträger voll geblieben.[1]) Die Fahrbahntafel bildet eine feste Verbindung der Druckgurte der beiden Träger. Die Untergurte liegen voneinander getrennt, können aber auch durch besondere Querriegel in gewissen Entfernungen miteinander verbunden werden.



Abb. 334.

Eine ähnliche Ausführung ist die Ybbsbrücke bei Unterzell (Firma Wayss u. Cie, Wien). Jedoch liegt hier die Fahrbahnkonstruktion in der

[1]) Ein Beispiel dieser Bauart ist eine von der Firma G. A. Wayss u. Cie, Wien ausgeführte Straßenbrücke in Krapina (Kroatien). Stützweite 19,30 m; Brückenbreite 6,0 m.

Ebene der Zuggurtung, also versenkt. Der Obergurt der Träger dient gleichzeitig als Brüstung. Spannweiten 24,5 und 22,3 m (vergl. Abb. 334).

Eine versenkte Fahrbahn zeigt auch die Straßenbrücke in Freudenstadt, Württemberg (Abb. 335 u. 336).[1] Die lichte Weite beträgt 17 m, die Breite zwischen den Hauptträgern 5 m, die Balkenhöhe 2,6 m. Die Teilung der Querträger entspricht der Entfernung der Pfosten von Mitte zu Mitte und beträgt 1,33 m. Die Brüstungsoberkante ist um 1,45 m von Oberkante Fußsteig entfernt, so daß freier Ausblick bleibt. Die Fahrbahnplatte hat eine Stärke von 14 cm und ist mit Einlagen von 12 mm Durchm. (10 Stück auf 1 m) versehen. Die Querträger (50 · 22 cm) sind in den Pfosten der beiden Fachwerkbalken fest eingespannt, ebenso die Fahrbahnplatte zwischen den einzelnen Querträgern. Die Armierung der Hauptbalken ist aus den Abb. 335 u. 336 ersichtlich. Der massiv ausgebildete Auflagerteil ist mit kräftigen, schräg liegenden Rundeisen-Trag

Abb. 335 u. 336.

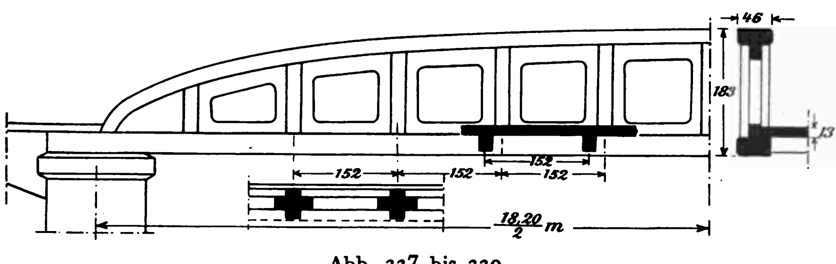


Abb. 337 bis 339.

stäben versehen, sowie mit starken, senkrecht angeordneten Bügel-Flacheisen.

Aus den Abb. 337 bis 339 ist die Konstruktion eines Parabelträgers ersichtlich (Eisenbahnbrücke in Surfleet, England). Die Trägerlänge beträgt 18,2 m, die Höhe in Balkenmitte 1,83 m. Die Pfosten zeigen

[1]) Ausgeführt von der Firma Luipold und Schneider, Stuttgart. Vergl. Beton u. Eisen 1906, Heft XI, S. 281.

einen kreuzförmigen Querschnitt und sind in vertikalem wie diagonalem Sinne armiert. (Näheres vergl. Beton u. Eisen 1905, Heft VI, S. 134.)

Die Gitterträger nach System Visintini bestehen aus zwei Gurtungen und den vertikalen oder schräg angeordneten Füllungsgliedern. Der Obergurt ist auf Druck, der Untergurt dagegen auf Zug beansprucht. Letzterer erhält — bei mäßigen Spannweiten — Rundeiseneinlagen, die an den Enden zur Verankerung zweckmäßig nach oben gebogen sind. Bei größeren Spannweiten treten an die Stelle der Rundeisen Winkel- oder hochkantig gestellte Flacheisen. Dieselben werden auf Knotenpunktentfernung gelocht, und in die Öffnungen greifen die Rundeisen der auf Zug beanspruchten Pfosten und Diagonalen hakenförmig ein. Besteht die Armierung des Untergurtes aus Rundeisen, so erfolgt die Verbindung durch Umschlingung des Diagonal- oder Vertikaleisens um das Gurteisen, wobei durch die Adhäsionswirkungen von Beton und Eisen an den Knotenpunkten ein Gleiten der Öse längs des



Abb. 340.

Gurtstabes unmöglich gemacht wird. In gleicher Weise erfolgt die Eisenverbindung in den Knotenpunkten des Obergurtes. Solche Knotenpunktsausführungen haben den Charakter der Nietverbindungen eiserner Brücken.

Die Eigenart des Systems bedingt es, daß die Gitterträger am vorteilhaftesten auf einer Seitenfläche lagernd erzeugt werden. Man bildet auf einer ebenen Bretterbühne die rechteckige Gußform des Trägers, und zwar durch Holzplanken, die mit Klammern zusammengehalten werden. Zwischen diesem äußeren Umriß werden die Modellkerne für die Hohlräume gestellt und ihre Entfernung entsprechend den rechnungsmäßig ermittelten Stärken der Gurt- und Füllungsstäbe gesichert. Der Beton, gewöhnlich 1 : 4 gemischt, wird ziemlich flüssig schichtenweise eingebracht; dazwischen werden die nötigen Eiseneinlagen gebettet. Nach dem Abbinden des Zements werden die Formen entfernt, und nach mehrtägigem Feuchthalten sind die Träger genügend erhärtet, so daß man sie kanten und fortbewegen kann. Um nun die Notwendigkeit des Transportierens nach Möglichkeit einzuschränken, werden die Träger auf einem primitiven Holzgerüst unmittelbar über dem Flußbett hergestellt. Dabei wird die eine Kante der Form genau in jene Lage gebracht, welche die entsprechende Kante des Brückenträgers tatsächlich dauernd einnehmen soll. Es ist also nach dem Erhärten des Betons

lediglich ein Umkanten der Träger nötig, was mit einer ganz minimalen Arbeitsleistung auszuführen ist. Zu dem Zweck können in den Obergurt der Träger an einigen Stellen Bandeisen einbetoniert werden, die ösenartig hervorragen und dann als Angriffspunkte für die bewegende Kraft, die Ketten, dienen. Bockartige Holzgerüste, an denen die Flaschenzüge befestigt sind, können in der Regel leicht ins Flußbett eingebaut werden, dürfen aber auch ebenso gut auf der von vornherein breiter angelegten Arbeitsbühne aufstehen (vergl. Abb. 340).

Eine Zerlegung solcher Gitterträger in Teilstücke läßt sich leicht durchführen, indem man den Träger aus vorher gefertigten, stabförmigen Elementen zusammensetzen kann. Die Verbindung in den Knotenpunkten erfolgt dadurch, daß die schleifenförmig hervorragenden Rundstäbe, bezw. die gelochten Flacheisen der Gurte durch einen Bolzen verbunden werden, woraut diese Verbindungsstelle mit Beton ausgerollt wird (vergl. Abb. 341). Es ist auf diese Weise möglich, Brückenträger derart auszuführen, daß die einzelnen Teile der Konstruktion in ihren notwendigen Abmessungen und Armierungen entweder an Ort und Stelle, oder vom Bauplatz entfernt her-

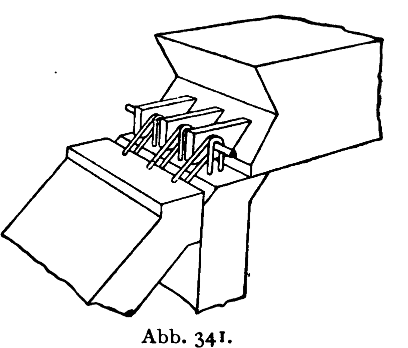


Abb. 341.

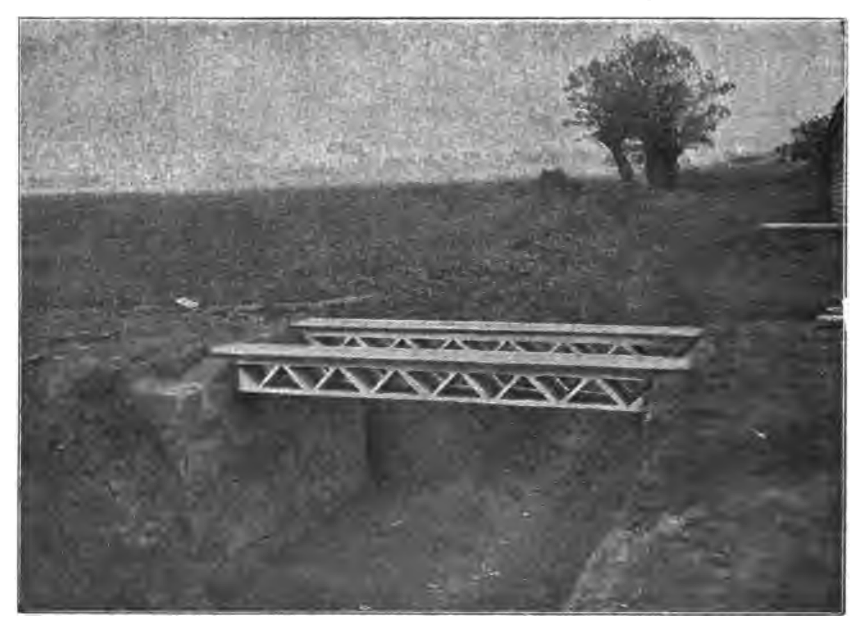


Abb. 342.

gestellt werden. Daraus ergibt sich der große Vorzug, daß lediglich die geringen Lasten der bereits vollkommen erhärteten Teilstücke zu bewegen

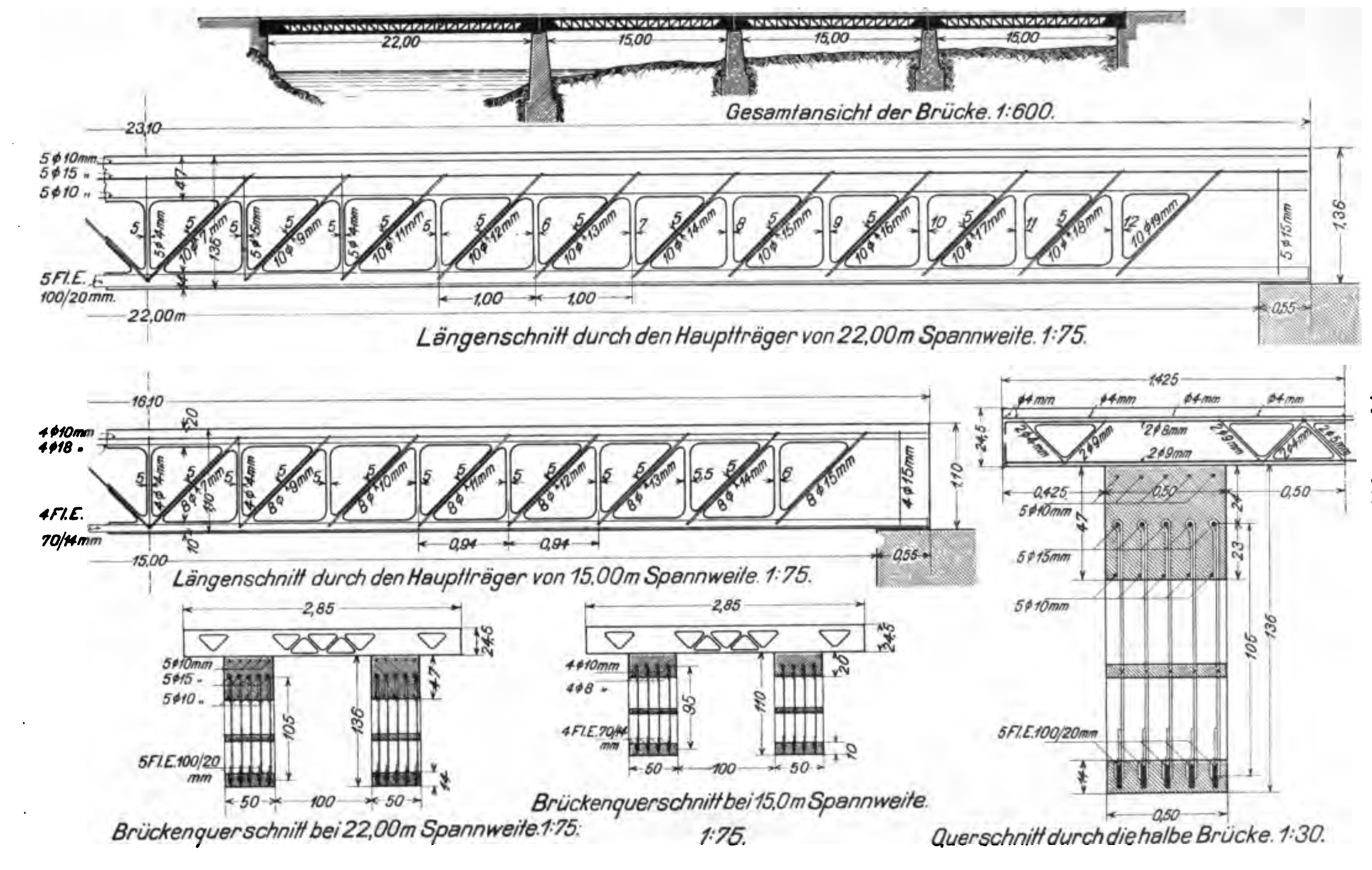


Abb. 344 bis 349.

sind, deren Verbindung rasch und sicher auf einem leichten Montierungsgerüst erfolgt.

Bei kleinen Spannweiten geschieht die Verlegung der fertigen Träger Mann an Mann.[1]) Die Träger (Diagonalträger) sind alle gleichartig in Höhe und Breite ausgeführt; ihre gegenseitige Verbindung geschieht derart, daß bei der Belastung einzelner Träger eine möglichst weitgehende Druckverteilung auf die anliegenden Balken ermöglicht wird. Zu dem Zwecke spart man beim Guß gemäß Abb. 356 an beiden Rändern des Obergurtes einen Falz aus, wodurch beim Stoß zweier Träger eine schwalbenschwanzförmige Nut entsteht. In dieser sitzt eine später aufzubringende Betonplatte, die, mit Querarmierung versehen, jeden Träger mit seinem Nachbar fest verbindet und auf diese Weise Einzeldurchbiegungen vermeidet. Diese Druckverteilungsplatte dient bei Straßenbrücken als Unterlage für den Asphalt-, Kies- oder Holzbelag des Fahrweges.

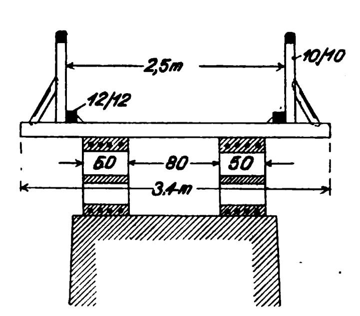


Abb. 343.

Nach Abb. 342 besteht die Tragkonstruktion aus zwei Hauptträgern, die späterhin durch aufgelegte, bezw. aufbetonierte Monierplatten verbunden werden. Unter Umständen genügt auch ein Bohlenbelag, wie ihn Abb. 343 zeigt. Nach gleichem Prinzip ist eine Straßenbrücke über die Zschopau bei Merzdorf i. Sachsen erbaut (Abb. 344 bis 349). Die Brücke besitzt 4 Öffnungen, davon eine mit 22 m lichter Weite und drei mit 15 m lichter Weite. Je zwei Längsträger sind in einer Entfernung von 1,50 m von Mitte zu Mitte angeordnet. Über den Hauptträgern sind Querträger von je 20 cm Breite und 21 cm

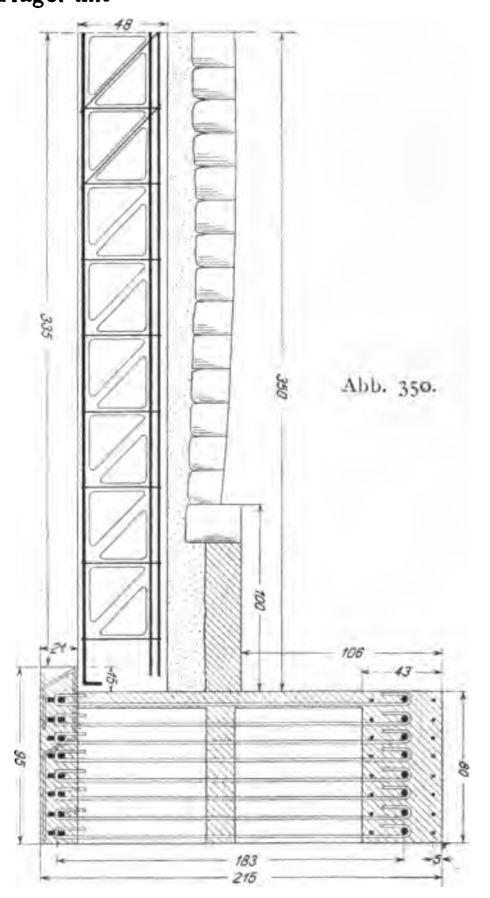


Abb. 350.

[1]) Vergl. auch Seite 24, Abb. 34 bis 36.

Höhe dicht nebeneinander verlegt und durch eine etwa 4 cm starke armierte Betonplatte verbunden. Die Kosten dieser Brückenanlage einschließlich sämtlicher Arbeiten beliefen sich auf 18 000 Mark. Der Hauptvorzug einer solchen Brückenausführung besteht darin, daß nur zwei größere Träger von allerdings bedeutendem Gewicht zur Versetzung kommen, daß aber die Querträger vollkommen erhärtet und tragfähig auf die Baustelle gelangen und nach ihrer gegenseitigen Verbindung sofort belastet werden können, wodurch jede Schalung unnötig wird. Außerdem hat die im Großbetrieb mögliche Herstellung der einzelnen Träger die denkbar größte Verminderung der Erzeugungskosten im Gefolge.



Abb. 351.

Abb. 350 stellt eine Visintinibrücke mit versenkter Fahrbahn dar, wie solche bei beschränkter Konstruktionshöhe notwendig wird. Die Armierung des Untergurts der Hauptträger erfolgt durch 8 Flacheisen 20 · 115 mm, die Armierung des Obergurts durch 8 Rundeisen von 25 mm Durchm. und 2 · 8 Rundeisen von 10 mm Durchm. Lichte Brückenweite = 18,30 m. Die Querträger, bündig angeordnet, je 20 cm breit, ruhen mit ihren Enden auf dem konsolartig vorspringenden, besonders armierten Untergurt. Armierung der Querträger: im Untergurt 2 Rundeisen von 25 mm Durchm. und im Obergurt 2 · 2 Rundeisen von 10 mm Durchm. Die Hauptträger bilden gleichzeitig die Brüstung der Brücke.

Als letztes Beispiel sei ein Objekt erwähnt, welches ebenfalls die Anordnung der Fahrbahn am Untergurt der Hauptträger zeigt. Es ist dies eine Fußgängerbrücke in Carnigliano ligure von rd. 9 m Spannweite. Auch hier sind die Hauptträger gleichzeitig als Brückengeländer durchgebildet (Abb. 351).

Die Berechnung.

Die Berechnung der Fahrbahnplatte, der Quer- und Längsträger erfolgt bei den Fachwerkbrücken in genau derselben Weise, wie bei den Vollwandträgern. Dagegen stößt die Berechnung der Hauptträger, sobald die Gliederung lediglich durch Vertikalstäbe erfolgt, auf bedeutende Schwierigkeiten und erfordert die genaue Kenntnis der Theorie mehrfach statisch unbestimmter Systeme.[1]) Zur Zeit begnügt man sich zumeist mit empirischen Formeln; den Belastungsproben und der Praxis muß es anheimgestellt werden, die Richtigkeit der gemachten Rechnungsannahmen zu bestätigen.

---

[1]) Vergl. auch A. Vierendeel, Longerons à treillis et à arcades.

Die Brückenträger nach Bauart Visintini werden rechnerisch in gleicher Weise behandelt wie eiserne Fachwerkträger. Die Theorie solcher Träger setzt zwar in allen Knotenpunkten das Vorhandensein reibungsloser Gelenke voraus, was der Wirklichkeit natürlich nicht entspricht; aber trotzdem lassen sich Gurt- wie Strebenspannungen mit einer für die Praxis durchaus genügenden Genauigkeit ermitteln. Zahlreiche Belastungsproben — amtliche wie private — haben in deutlichster Weise die Übereinstimmung der tatsächlichen Tragfähigkeit der Visintiniträger mit den Resultaten der Annäherungsrechnung erwiesen. Es wäre also — vom praktischen Gesichtspunkt aus betrachtet — vollkommen zwecklos, den auftretenden Nebenspannungen rechnerisch zu Leibe zu gehen, zumal mit einem genügenden Sicherheitsgrade gerechnet wird und andererseits die Steifigkeit aller Eisenbetonkonstruktionen eine im allgemeinen ganz bedeutende ist. Nachstehende Tabelle, das Ergebnis der Belastungsprobe der Nixsteinbrücke in Frankenberg in Sachsen (lichte Spannweite 22 m), liefert den Beweis, daß die Durchbiegungen eines Visintiniträgers unter dem Einfluß der Verkehrslast ganz geringfügige Werte annehmen:

	Nummer der Fahrt	Durchbiegung			
		I. Öffnung 15 m Spannweite mm	II. Öffnung 15 m Spannweite mm	III. Öffnung 15 m Spannweite mm	IV. Öffnung 22 m Spannweite mm
2 Pferde	I. Schwerfuhrwerk; Belastung 55 Ztr.	0,6	0,6	0,5	1,05
	II. Gleicher Wagen; Rückfahrt Trab	0,75	0,7	1,0	1,9
	III. Fiaker des Amtshauptmanns mit 5 Personen	0,3	0,3	0,6	0,7
	IV. Rückfahrt des Fiakers mit 4 Personen	0,3	0,3	0,6	0,6
	V. Schwerfuhrwerk; Belastung 69,4 Ztr.	1,1	0,875	1,0	1,35
	VI. Gleicher Wagen; Rückfahrt . .	0,8	0,75	0,9	1,4
	VII. Schwerfuhrwerk; Belastung 84 Ztr.	1,05	0,9	1,1	1,7
	VIII. Gleicher Wagen; Rückfahrt . .	0,9	0,85	1,1	1,85

Die größte elastische Durchbiegung betrug also nur 1,85 mm, d. i. etwa $\frac{1}{12\,000}$ der Spannweite.

Bei allen Spannweiten sind Eigengewicht und Fahrbahn als gleichmäßig verteilte Belastung in Rechnung zu setzen. Die Untersuchung erfolgt nach den Regeln des einfachen Parallelträgers, also analytisch oder graphisch. Erstere Methode hat den Vorteil größerer Genauigkeit, letztere Methode den Vorteil besserer Übersicht.

Es sei zunächst der normale Diagonalträger Profil 28 zu berechnen, und zwar für eine gleichmäßig verteilte Nutzlast von 250 kg/m². Der zu untersuchende Balken habe folgende Abmessungen:

Theoretische Stützweite . . . . $l = 6{,}6$ m
„ Höhe (Entfernung der Gurtmitten) $h = 25{,}5$ cm
Anzahl der Felder . . . . $i = 12$
Feldweite . . . . $a = \frac{600}{12} = 50$ cm
Balkenbreite . . . . $b = 20$ cm
Dicke des Ober- und Untergurtes . . . . $= 2{,}5$ cm
„ der Druck- und Zugdiagonalen . . . . $= 1{,}5$ cm.

Belastungen: Eigengewicht $= 180$ kg/m²
Nutzlast . . $= 250$ „
zusammen $= 430$ kg/m²

$$\text{f. d. lfd. m Träger} = g = \frac{430}{5} = 86 \text{ kg}$$

$$\text{Gesamtlast } G = g \cdot l = 86 \cdot 6 = 516 \text{ kg.}$$

Bei gleichmäßig verteilter Belastung und freier Trägerauflagerung an beiden Enden liegt das Größtmoment in Trägermitte und beträgt

$$M_{max} = \frac{G \cdot l}{8} = \frac{516 \cdot 600}{8} = 38\,700 \text{ cmkg.}$$

Dann ist die größte Druckspannung im Obergurt bezw. Zugspannung im Untergurt

$$O = U = \frac{M_{max}}{h} = \frac{38\,700}{25{,}5} = 1517 \text{ kg.}$$

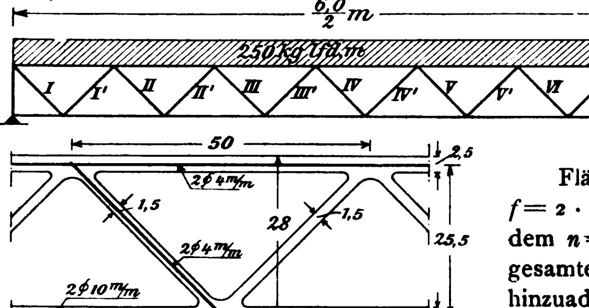


Abb. 352 u. 353.

Die Armierung des Obergurtes erfolgt durch 2 Rundeisen von 4 mm Durchm. Die Fläche des Eisens $f = 2 \cdot 0{,}125$ cm² wird mit dem $n = 15$ fachen Wert zum gesamten Betonquerschnitt hinzuaddiert:

$$F = 2{,}5 \cdot 20 + 2 \cdot 15 \cdot 0{,}125 = 54 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{O}{F} = \frac{1517}{54} = 28 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Armierung des Untergurtes erfolgt durch 2 Rundeisen von 10 mm Durchm. Die ganze Zugspannung wird dem Eisen allein zugewiesen.:

$$F = 2 \cdot 0{,}785 = 1{,}57 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{U}{F} = \frac{1517}{1{,}57} = 966 \text{ kg/cm}^2.$$

Alle links steigenden Diagonalen sind gezogen. Es entspricht die senkrechte Seitenkraft einer solchen Diagonale ($D \cdot \sin\alpha$) der Schubkraft beim

vollwandigen Träger. Da nun die Schubkraft beim Auflager am größten ist, wird in Stab I der größte Zug sein:

$$D_{\mathrm{I}} \cdot \sin\alpha = A - \frac{g \cdot a}{2}$$

$$A - \frac{g \cdot a}{2} = \frac{516}{2} - \frac{86 \cdot 0{,}5}{2} = \text{rd. } 236 \text{ kg}$$

$$D_{\mathrm{I}} = \frac{236}{\sin 45^{\circ}} = \text{rd. } 333 \text{ kg.}$$

Die Armierung dieser Diagonale erfolgt durch 4 Rundeisen von 4 mm Durchm. In gleicher Weise findet man:

$$D_{\mathrm{II}} \cdot \sin\alpha = A - \frac{3}{2} \cdot g \cdot a$$

$$D_{\mathrm{II}} = \text{rd. } 275 \text{ kg}$$

$$D_{\mathrm{III}} \cdot \sin\alpha = A - \frac{5}{2} \cdot g \cdot a$$

$$D_{\mathrm{III}} = \text{rd. } 215 \text{ kg}$$

$$D_{\mathrm{IV}} \cdot \sin\alpha = A - \frac{7}{2} \cdot g \cdot a$$

$$D_{\mathrm{IV}} = \text{rd. } 155 \text{ kg}$$

$$D_{\mathrm{V}} = \text{rd } 92 \text{ kg}$$

$$D_{\mathrm{VI}} = \text{rd. } 31 \text{ kg.}$$

Die Armierung erfolgt durch zwei Rundeisen von je 4 mm Durchm.

Alle rechts steigenden Diagonalen sind gedrückt. Es entspricht die senkrechte Seitenkraft $D \cdot \sin\alpha$ dem Entgegengesetzten der Schubkraft beim vollwandigen Träger. Daraus folgt, daß die Spannung einer Druckdiagonale gleich der Spannung derjenigen Zugdiagonale ist, welche mit ihr an einem unbelasteten Knotenpunkt zusammentrifft.

Es ist also $D_{\mathrm{I}}' = 333$ kg Druck. Vorhandener Querschnitt $F = 1{,}5 \cdot 20 = 30$ cm².

$$\sigma_b = \frac{333}{30} = \text{rd. } 11 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die Spannung den zulässigen Wert längst nicht erreicht, die gegen die Mitte zu liegenden Stäbe immer schwächer beansprucht werden und alle Druckglieder 1,5 cm stark sind, erübrigt sich eine weitere Untersuchung.

Bei den Trägern mit Vertikalen und Diagonalen geschieht die Ermittlung der maximalen Spannkräfte in den Gurtungen auf gleiche Weise wie bei den Diagonalträgern:

$$O = U = \frac{M_{\max}}{h}.$$

Sind die Obergurtstäbe weiter als 40 cm gespannt, so müssen sie auch auf Biegung berechnet werden; denn die Annahme, daß die gleichmäßig verteilten Kräfte nur in den Knotenpunkten angreifen, entspricht hier nicht der Wirklichkeit. Es werden also die Obergurtstäbe in ihren Unterkanten Eisen zur Aufnahme der durch Biegung hervorgerufenen Zug-

spannungen benötigen. Es genügt in den meisten Fällen, den erforderlichen Eisenquerschnitt aus der Formel

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e\left(\frac{5}{6}h - a\right)}\ \mathrm{cm}^2$$

zu bestimmen:

M = Maximalmoment in cmkg

σ_e = zulässige Inanspruchnahme des Eisens auf Zug in kg/cm²,

h = Stärke des Obergurtstabes in cm,

a = Entfernung der Eisenschwerachse von der Unterkante in cm (das Eisen soll mindestens einen Abstand von $a = \frac{d}{2} + 10$ mm besitzen).

Ist σ_D die Betonspannung infolge Achsialdruck und σ_B die Betonspannung infolge Biegung, so ist die Gesamtspannung des Betons

$$\sigma_b = \sigma_D + \sigma_B.$$

Die Zusatzspannung aus Biegung wird genügend genau ermittelt nach der Formel

$$\sigma_B = \frac{M}{W} = \frac{6 \cdot M}{h^2 \cdot b},$$

wobei h wieder die Stärke des Gurtstabes und b die Breite desselben bezeichnet. Bei Obergurtstäben über 15 cm Stärke soll aus praktischen Gründen die gleiche Anzahl Biegungseisen auch in die Oberkante des Stabes eingelegt werden.

Die Stärke der in Obergurtmitte liegenden Verankerungseisen richtet sich nach der Stärke der Einlagen in der Auflagervertikalen bezw. Auflagerdiagonalen, je nachdem — nach der Mitte zu — fallende oder steigende Diagonalen angeordnet sind. Der Gesamtquerschnitt der im Obergurt vorhandenen Verankerungseisen soll größer sein als die Hälfte der Gesamtarmatur in der Auflagervertikalen.

Bei Berechnung der Füllungsglieder ist zu beachten, ob steigende oder fallende Diagonalen angeordnet sind. Bei gleichmäßig verteilter Belastung sind erstere stets gedrückt, letztere stets gezogen. Die Spannkraft in einer Vertikalen ist dann immer gleich dem Entgegengesetzten von der lotrechten Seitenkraft derjenigen Diagonalen, die mit der Vertikalen am unbelasteten Knotenpunkt zusammentrifft. Bei einer Zugdiagonale ist daher die dazugehörige Vertikale gedrückt, bei einer Druckdiagonale dagegen gezogen. Da nun die lotrechte Seitenkraft einer Diagonale stets gleich der größten wirkenden Schubkraft im Felde ist, so gilt die einfache Beziehung: Vertikalspannung = Schubkraft.

Über die Ermittlung der ungünstigsten Maximalmomente infolge veränderlicher Belastung (vergl. die Seiten 64, 74 und 91).

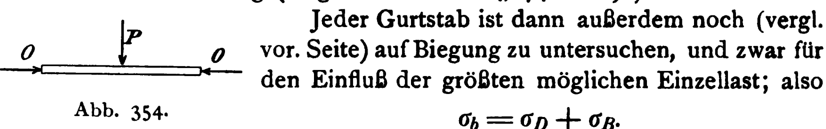


Abb. 354.

Jeder Gurtstab ist dann außerdem noch (vergl. vor. Seite) auf Biegung zu untersuchen, und zwar für den Einfluß der größten möglichen Einzellast; also

$$\sigma_b = \sigma_D + \sigma_B.$$

Zwecks Berechnung der ungünstigsten Strebenspannungen sowie der durch einseitige Belastung erzeugten negativen Spannungen empfiehlt sich die Anwendung der A-Linie: die maximalen Spannungen in den Vertikalen sind gleich den entsprechenden Schubkräften im Felde; die maximalen Diagonalspannungen dagegen findet man am einfachsten auf graphischem Wege mit Hilfe des Ritterschen Verfahrens (vgl. Abb. 358).

Beispiel 6.

Statische Berechnung einer Fachwerkbrücke.[1])

Querschnitt der halben Brücke.

Fusswegträger.

Fahrbahnträger.

Abb. 355 bis 357.

Die Träger haben eine Länge von 9,8 m und überbrücken den Bach unter einem Winkel von ∼ 25°. Sie sind Mann an Mann gelegt und für eine Spannweite von 8,8 m berechnet. Ihre Breite beträgt durchweg 50 cm, ihre Höhe 62 bezw. 66,5 cm. Die Armierung erfolgt durchweg durch Rundeisen.

[1]) Gitterträgerbrücke über den Sernitzbach (Bezirk Außig).

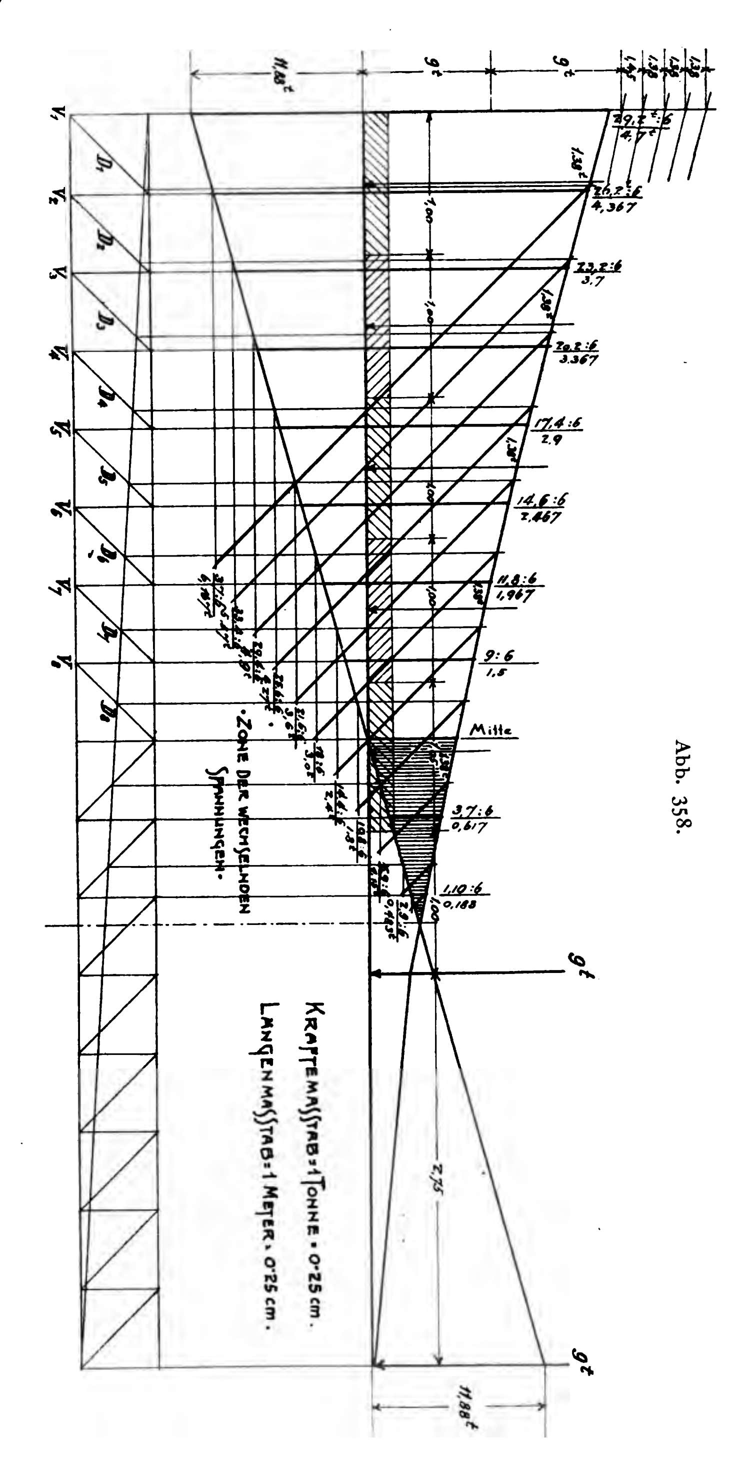

Mitte
ZONE DER WECHSELNDEN SPANNUNGEN
KRAFTEMASSTAB = 1 TONNE = 0·25 cm.
LANGENMASSTAB = 1 METER = 0·25 cm.

Abb. 358.

Als Verkehrslast wird eine Dampfstraßenwalze von 2,75 m Radstand und je 9 t Achsdruck in die Rechnung eingeführt. Der übrige Teil der Fahrbahntafel wird mit Menschengedränge $p = 460$ kg/m² belastet.

Berechnung der Fahrbahnträger.

a) Die Gurtungen.

Die Ermittlung der ungünstigsten Laststellung erfolgt für einen Brückenstreifen von 3,0 m Breite. Es ist gemäß Abb. 360 und gemäß Seite 91:

$$8{,}8 \cdot A = 1{,}38\,(x-1)\left(8{,}8 - \frac{x-1}{2}\right) + 1{,}38 \cdot \frac{(8{,}8 - x - 3{,}75)^2}{2} + 9\,(8{,}8 - x) + 9\,(8{,}8 - x - 2{,}75)$$

$$A = -1{,}3x + 15{,}73$$

$$x = 3{,}95 \text{ m}$$

$$M_{max} = \mathbf{31{,}775} \text{ mt.}$$

[Wird an Stelle der Dampfwalze Menschengedränge angenommen, so würde das Maximalmoment einen viel kleineren Wert erhalten:

$$M = \frac{(8{,}8 \cdot 3{,}0)\,300 \cdot 9}{8} = 8910 \text{ mkg} = 8{,}9 \text{ mt}].$$

Ruhende Last aus Beschotterung . . = 100 kg f. d. lfd. m Träger

Ruhende Last aus Eigengewicht . . = 350 kg f. d. lfd. m Träger

zusammen 450 kg f. d. lfd. m Träger

Moment von der ruhenden Last

$$M_1 = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{0{,}45 \cdot 8{,}8^2}{8} = 4{,}356 \text{ tm}$$

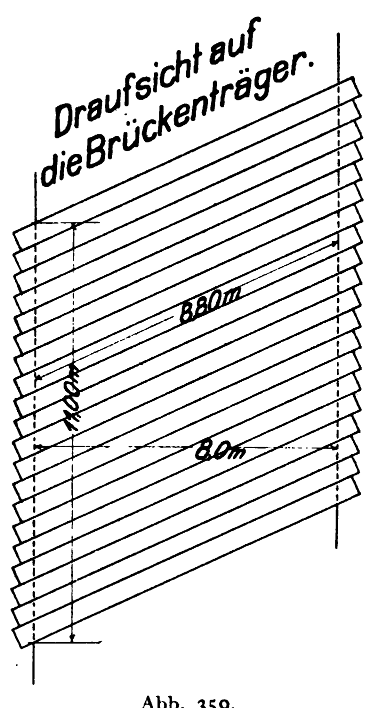


Abb. 359.

Moment von der beweglichen Last

$$M_2 = \frac{M_{max}}{6} = \frac{31{,}775}{6} = 5{,}296 \text{ tm.}$$

Gesamtmoment für einen Träger

$$M = 9{,}652 \text{ tm.}$$

Theoretische Höhe, d. i. die Entfernung der Gurtmitten

$$h = 55 \text{ cm}$$

Gurtspannung

$$\frac{M}{h} = \frac{9{,}652}{0{,}55} = 17{,}549 \text{ t} = 17\,549 \text{ kg}.$$

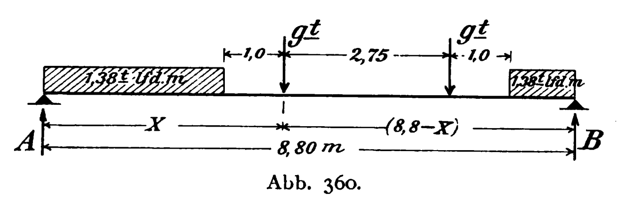


Abb. 360.

Obergurt: vorhandener Querschnitt

$$F = 9 \cdot 50 + 3 \cdot 15 \left(\frac{\pi \cdot 1{,}3^2}{4} + \frac{\pi \cdot 0{,}6^2}{4}\right) = 522{,}5 \text{ cm}^2$$

Spezifische Betonspannung

$$\sigma_b = \frac{17\,549}{522{,}5} = \mathbf{33{,}5} \text{ kgcm}^2.$$

Untergurt: vorhandener Eisenquerschnitt

$$F = 3 \cdot \frac{\pi \cdot 2{,}5^2}{4} = 14{,}73 \text{ cm}^2$$

Spezifische Eisenspannung

$$\sigma_b = \frac{17\,549}{14{,}73} \mathbf{1191} \text{ kg/cm}^2.$$

b) Die Diagonalen.

Die Diagonalen sind Druckglieder. Ihre Spannungen sind auf graphischem Wege ermittelt worden und ergaben folgende Werte:

$D_1 = 6167$ kg	Betonstärke	4,5 cm
$D_2 = 5570$ „	„	4,0 „
$D_3 = 4900$ „	„	3,5 „
$D_4 = 4270$ „	„	3 „
$D_5 = 3600$ „	„	3 „
$D_6 = 3000$ „	„	3 „
$D_7 = 2400$ „	„	3 „
$D_8 = 1800$ „	„	3 „

Die mittelsten Diagonalen D_7 und D_8 können unter dem Einflusse der rollenden Last Zugspannungen erhalten, und zwar

$D_7 = 1150$ kg : 3 Rundeisen von 7 mm Durchm.
$D_8 =$ 483 „ : 3 „ „ 5 „ „

c) Die Vertikalen.

Die Vertikalen sind Zugglieder. Ihre Spannungen können ebenfalls dem Graphikon entnommen werden:

$V_1 = 4700$ kg : 3 Rundeisen von 13 mm Durchm.
$V_2 = 4367$ „ : 3 „ „ 13 „ „
$V_3 = 3700$ „ : 3 „ „ 12 „ „

$V_4 = 3367$ kg : 3 Rundeisen von 11 mm Durchm.
$V_5 = 2900$ „ : 3 „ „ 11 „ „
$V_6 = 2467$ „ : 3 „ „ 10 „ „
$V_7 = 1967$ „ : 3 „ „ 9 „ „
$V_8 = 1500$ „ : 3 „ „ 8 „ „

Die mittelsten Vertikalen V_7 und V_8 können unter dem Einflusse der rollenden Last Druckspannungen erhalten, deren Größe

in $V_7 = 183$ kg,
in $V_8 = 617$ kg

ohne weiteres von dem vorhandenen Betonquerschnitt aufgenommen werden kann, da alle Vertikalen eine Stärke von 3 cm besitzen.

Im Obergurt des Trägers, dessen Betonstärke 9 cm beträgt, sind außer den drei 13 mm-Rundeisen, die in der Stabachse liegen und zur Verankerung der Vertikaleisen dienen, noch 3 Rundeisen von je 6 mm Durchm. (1 cm von Stabunterkante) angeordnet, um die auftretenden Biegungsspannungen aufzunehmen.

Berechnung der Fußwegträger.

Gleichmäßig verteilte Belastung eines Trägers von 0,5 m Breite:

Menschengedränge . .	230 kg
Eigengewicht	120 „
Beschüttung	95 „
	445 kg f. d. lfd. m.

$$M = \frac{Q \cdot l}{8} = 430\,760 \text{ cmkg.}$$

Gurtspannung

$$\frac{M}{h} = \frac{430\,760}{63} = 6837 \text{ kg.}$$

Obergurt

$$F = 4 \cdot 50 + 3 \cdot 15 \cdot \frac{\pi \cdot 0{,}9^2}{4} = 228{,}8 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{6837}{228{,}8} = 29{,}9 \text{ kg/cm}^2.$$

Untergurt

$$F_e = 3 \cdot \frac{\pi \cdot 1{,}6^2}{4} = 6{,}03 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{6837}{6{,}03} = 1134 \text{ kg/m}^2.$$

Diagonalen: Die Spannungen wurden nach den Formeln vo Landsberg für gleichmäßig verteilte Belastung ermittelt:

$$D_1 = \frac{g \cdot a}{2 \cdot \cos \alpha}(n - 2m + 1)$$

$$n = 14$$
$$g = 445 \text{ kg}$$
$$a = 0,63 \text{ m}$$
$$m = 1$$

$D_1 = 2600$ kg = größte Druckspannung der Diagonalen.
Da alle Diagonalen 3 cm stark ausgeführt sind, die Stabkräfte aber nach der Mitte zu stetig abnehmen, erübrigt sich eine weitere Untersuchung der Diagonalen.

$$F = 3 \cdot 50 = 150 \text{ cm}^2 \text{ Beton}$$
$$\sigma_b = \frac{2600}{150} = \mathbf{17,3} \text{ kg/cm}^2.$$

Vertikalen: Die Spannungen wurden ebenfalls nach den Landsbergschen Formeln ermittelt:

$$V = \frac{g \cdot a}{2}(n - 2m + 1).$$

Die Zugkräfte der Vertikalen ergeben sich dann zu

$V_1 = 1820$ kg	: 3 Rundeisen	von 9 mm	Durchm.
$V_2 = 1540$ „	: 3 „	„ 8 „	„
$V_3 = 1260$ „	: 3 „	„ 7 „	„
$V_4 = 980$ „	: 3 „	„ 6 „	„
$V_5 = 700$ „	: 3 „	„ 5 „	„
$V_6 = 420$ „	: 3 „	„ 4 „	„
$V_7 = 120$ „	: 3 „	„ 4 „	„

Betonstärke der Vertikalen durchweg 3,0 cm.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin S.W.